



M 2016

ANÁLISE COMPARATIVA DE DIFERENTES MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

COMPARAÇÃO ENTRE O EC8 E O RSA/REBAP

JOÃO DIOGO TAVARES COUTO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE COMPARATIVA DE DIFERENTES MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

Comparação entre o EC8 e o RSA/REBAP

JOÃO DIOGO TAVARES COUTO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

O sucesso é a consequência.

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

A elaboração desta dissertação constitui a finalização de uma caminhada deveras enriquecedora, tanto a nível de conhecimento científico como pessoal. Ainda que a realização desta dissertação seja de carácter individual, a sua realização não teria sido possível sem a ajuda e o apoio de determinadas pessoas, as quais não posso deixar de referir:

Começo por agradecer à minha família, e de uma forma especial aos meus pais e irmã por todo o apoio prestado ao longo destes anos e pelo exemplo a seguir que sempre constituíram para mim.

A todos os meus colegas e amigos, em particular ao António Ribeiro e ao Tiago Gil pelo incentivo e companheirismo sempre demonstrado.

Finalmente, um obrigado a todos os docentes da FEUP, especialmente ao Professor Humberto Varum pela valiosa contribuição na orientação do presente trabalho, por todo o tempo despendido em proveitosos esclarecimentos e pela bibliografia cedida.

RESUMO

Durante o seu período de vida, as estruturas podem estar sujeitas às mais variadas ações, sendo a ação sísmica uma das mais gravosas em certas regiões. Nesse sentido, o trabalho desenvolvido na presente dissertação centra-se no estudo comparativo de dois aspetos: a forma de quantificar a ação sísmica segundo dois regulamentos (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA, e Eurocódigo 8, EC8), e a influência de diversos métodos de análise na avaliação da resposta sísmica de edifícios.

O EC8, comparativamente à regulamentação sísmica portuguesa (RSA), introduz um conjunto de conceitos inovadores, e, potencialmente, algumas diferenças na prática corrente de projeto, pelo que numa primeira fase são apresentadas as linhas gerais de projeto sismo-resistente segundo ambos os regulamentos, procurando-se fazer uma análise comparativa dos mesmos no que diz respeito aos tipos de ação sísmica, zonamento do território, tipos de terreno, configuração dos espetros de resposta preconizados por cada um dos regulamentos, entre outros.

Numa fase posterior do trabalho discute-se a forma de classificar as estruturas em termos da sua regularidade e as consequências que tal acarreta no modelo estrutural – plano ou tridimensional – e no método de análise – estático ou dinâmico. São apresentados também alguns métodos de dimensionamento sísmico associados à aplicação do RSA/REBAP, como o método de Rayleigh e o método simplificado de análise estática, e do EC8, como o método de análise por forças laterais.

Por último, procede-se à análise do desempenho sísmico, segundo o RSA e EC8, de dois edifícios de betão armado com configurações estruturais diferentes, sendo um regular e outro irregular em planta, com recurso a diversos modelos estruturais planos e tridimensionais, realizando análises lineares estáticas e dinâmicas. O objetivo passa por evidenciar a influência do modelo estrutural e tipo de análise adotada na resposta das estruturas em termos de parâmetros locais e globais da sua resposta sísmica, tais como deslocamentos e rotações de pisos, forças de corte basal, momentos fletores na base dos pilares, entre outros.

PALAVRAS-CHAVE: Projeto sismo-resistente, Eurocódigo 8, RSA, Métodos de análise sísmica, Edifícios de betão armado.

ABSTRACT

During their lifetime, structures may be subjected to various actions, being the seismic action one of the most dangerous in certain regions. In this sense, the work developed in this thesis focuses on the comparative study of two aspects: how to quantify the seismic action according to two regulations (Safety Regulations and Actions for Building and Bridge Structures, RSA, and Eurocode 8, EC8), and the influence of different methods of analysis in the evaluation of the seismic response of buildings.

The EC8, compared to Portuguese seismic regulations (RSA), introduces a set of innovative concepts, and, potentially, some differences in the current practice of design, whereby on a first stage are presented the general lines of earthquake-resistant design according to both regulations, seeking to make a comparative analysis of both, in particular as regards the types of seismic action, zoning of the territory, terrain types, configuration of response spectra recommended by each of the regulations, among others.

Later is discussed how to classify the structures in terms of regularity and the consequences that this entails in structural model - flat or three-dimensional - and the method of analysis - static or dynamic. Are also presented some seismic design methods associated with the implementation of the RSA/REBAP, as the method of Rayleigh and static analysis simplified method, and EC8, as the method of analysis by lateral forces.

Finally, proceed to the analysis of the seismic performance, according to the RSA and EC8, of two reinforced concrete buildings with different structural configurations, one regular and one irregular in plan, using various structural plan and three-dimensional models, performing linear static and dynamic analysis. The purpose involves demonstrating the influence of the structural model and type of analysis adopted in response of the structures in terms of global and local parameters of their seismic response, such as displacements and rotations of the floors, basal shear forces, bending moments, among others.

KEYWORDS: Project earthquake-resistant, Eurocode 8, RSA, Methods of seismic analysis, Reinforced concrete buildings.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. Introdução	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS DA TESE	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
2. Atividade sísmica	5
2.1. ENQUADRAMENTO	5
2.2. TECTÓNICA DE PLACAS	6
2.3. FALHAS E ONDAS SÍSMICAS	8
2.4. MAGNITUDE E INTENSIDADE SÍSMICA	10
3. Conceção de estruturas sismo-resistentes	13
3.1. GENERALIDADES	13
3.2. PRINCÍPIOS BÁSICOS DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS	13
3.3. CAUSAS FREQUENTES DE DANOS E COLAPSOS EM EDIFÍCIOS	15
3.4. ASPETOS REGULAMENTARES DE CONCEÇÃO SISMO-RESISTENTE DE EDIFÍCIOS	16
3.4.1. PRINCÍPIOS ORIENTADORES DO RSA	17
3.4.2. PRINCÍPIOS ORIENTADORES DO EC8	17
3.4.3. PRINCÍPIOS ORIENTADORES NO PROJETO	19
4. Regulamentação sísmica	21
4.1. ENQUADRAMENTO GERAL	21
4.2. ASPETOS REGULAMENTARES – EC8 vs RSA	22
4.2.1. AÇÃO SÍSMICA	22
4.2.2. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO	22
4.2.3. ZONAMENTO DO TERRITÓRIO	23

4.2.4. TIPOS DE TERRENO	24
4.2.5. CLASSES DE IMPORTÂNCIA	26
4.2.6. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	27
4.2.7. DISSIPACÃO DE ENERGIA E CLASSES DE DUCTILIDADE	29
4.2.8. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL	30
4.2.8.1. Critérios de regularidade em planta	31
4.2.8.2. Critérios de regularidade em altura	31
4.2.9. ESTIMATIVAS DA FREQUÊNCIA DO MODO FUNDAMENTAL DE ESTRUTURAS	33
4.2.9.1. RSA	33
4.2.9.2. EC8	34
4.3. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	36
4.3.1. O CONCEITO DE ESPETRO DE RESPOSTA	36
4.3.2. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	36
4.3.2.1. RSA	36
4.3.2.2. EC8	37
4.3.3. COMBINAÇÃO DOS EFEITOS DAS COMPONENTES DA AÇÃO SÍSMICA.....	41
4.3.4. COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS AÇÕES.....	42
4.4. FERRAMENTA DE REPRESENTAÇÃO DESENVOLVIDA.....	44

5. Análise sísmica de estruturas 47

5.1. ASPETOS GERAIS.....	47
5.2. TIPOS DE ANÁLISES SÍSMICAS.....	48
5.3. MÉTODOS DE CÁLCULO DE FORÇAS SÍSMICAS	49
5.3.1. MÉTODO DE RAYLEIGH.....	49
5.3.2. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISE ESTÁTICA.....	50
5.3.3. MÉTODO DE ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS	53
5.3.4. CONSIDERAÇÃO DO EFEITO DE TORÇÃO GLOBAL DA ESTRUTURA.....	54
5.4. FERRAMENTA DE CÁLCULO DESENVOLVIDA.....	56

6. Casos de estudo 59

6.1. INTRODUÇÃO	59
6.2. DESCRIÇÃO DAS FILOSOFIAS DE CÁLCULO ADOTADAS NA ANÁLISE SÍSMICA.....	60
6.2.1. MODELOS ESTRUTURAIS PLANOS	60

6.2.1.1. Métodos baseados em forças estáticas equivalentes	60
6.2.2. MODELOS ESTRUTURAIS TRIDIMENSIONAIS	61
6.2.2.1. Análise com 3 graus de liberdade por piso	61
6.2.2.2. Análise com 6 graus de liberdade por nó.....	61
6.3. CASOS DE ESTUDO	62
6.3.1. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS ESTUDADAS	62
6.3.1.1. Aspetos gerais.....	62
6.3.1.2. Materiais utilizados.....	65
6.3.1.3. Secções e dimensões dos elementos estruturais.....	65
6.3.2. DESCRIÇÃO DAS AÇÕES	65
6.3.2.1. Ações verticais	65
6.3.2.2. Ação sísmica	66
6.3.3. REGULARIDADE ESTRUTURAL	66
6.3.3.1. Regularidade estrutural em planta	66
6.3.3.2. Regularidade estrutural em altura	70
6.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES SÍSMICAS	70
6.4.1. FREQUÊNCIAS FUNDAMENTAIS.....	72
6.4.2. FORÇAS SÍSMICAS.....	74
6.4.3. DESLOCAMENTOS DE PISO	77
6.4.4. <i>DRIFTS</i>	80
6.4.5. ROTAÇÕES DE PISO	89
6.4.6. FORÇAS DE CORTE BASAL	94
6.4.7. MOMENTOS FLETORES NA BASE DE ALGUNS PILARES	98
 7. Considerações finais e desenvolvimentos futuros .	103
7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
7.2. POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Número de mortes causadas por desastres naturais no último século. (Amr Elnashai, 2008)	1
Fig. 2.1 - O panorama de destruição provocado pelo sismo de Messina (1908), o mais mortífero de sempre a nível europeu.....	6
Fig. 2.2 - Epicentros dos principais sismos registados entre 1963 e 1998. (Sen, 2009)	7
Fig. 2.3 - Mapa das principais placas tectónicas. (Sen, 2009)	7
Fig. 2.4 - Principais categorias de falhas. (Betbeder-Matibet, 2008)	8
Fig. 2.5 - Ondas primárias (P) e secundárias (S), respetivamente (a) e (b). (Sen, 2009)	9
Fig. 2.6 - Onda de Rayleigh e Love, respetivamente. (Sen, 2009)	10
Fig. 2.7 - Magnitude de Richter: valores da magnitude, efeitos, ocorrências e eventos comparativos. (Arêde, 2013).....	10
Fig. 3.1- Aceleração e forças de inércia. (Charleson, 2012).....	14
Fig. 3.2 - Diferença entre comportamento frágil e dúctil de uma parede. (Amr Elnashai, 2008).....	15
Fig. 3.3 - Danos provocados pelo sismo de Izmit, Kocaeli, Turquia, a 17 de Agosto de 1999. (Aníbal Costa, 2013)	16
Fig. 3.4 - Adoção de junta num edifício, dividindo-o em dois corpos regulares em planta. (Sampaio, 1995)	17
Fig. 3.5 - Introdução de junta num edifício, separando-o em dois blocos regulares em altura. (Sampaio, 1995)	18
Fig. 3.6 - Exemplo de distribuição dos elementos estruturais verticais. (Sampaio, 1995)	19
Fig. 4.1 - Zonamento do território continental preconizado por: a) EC8 (EN, 1998) e b) RSA (de Segurança, 1983).....	24
Fig. 4.2 - Correspondência entre os tipos de terrenos preconizados por ambos os regulamentos. (Lopes, 2007)	26
Fig. 4.3 - Critérios de regularidade em altura dos edifícios com recuos.....	32
Fig. 4.4 - Peso de cada piso a atuar na estrutura sob a forma de forças horizontais.	34
Fig. 4.5 - Espectro de resposta para um sismo próximo, zona A e terreno tipo I (RSA, 1983).....	37
Fig. 4.6 - Evolução do parâmetro S em função da aceleração sísmica.....	38
Fig. 4.7 - Espectros de resposta elástica para os vários tipos de terreno e para um sismo: a) Afastado b) Próximo.	40
Fig. 4.8 - Alguns parâmetros de entrada necessários para o desenho dos espectros de resposta.	44
Fig. 4.9 - Impacto do tipo de terreno na forma dos espectros de resposta.	45
Fig. 4.10 - Linhas auxiliares de visualização gráfica em função do período da estrutura.	45
Fig. 4.11 - Ação sísmica condicionante e respetiva aceleração máxima para uma dada estrutura, segundo o EC8.....	46

Fig. 5.1 - Condição de distribuição proporcionada da massa e rigidez em planta. (Romão, 2002)	50
Fig. 5.2 - Distribuição das forças estáticas ao longo da altura do edifício. (Mário Lopes, 2008)	53
Fig. 5.3 - Representação esquemática da aplicação das forças horizontais F_i	54
Fig. 5.4 - Definição das excentricidades regulamentares preconizadas no RSA. (Romão, 2002)	55
Fig. 5.5 - Aplicação das excentricidades regulamentares preconizadas no EC8. (Jacinto, 2014)	56
Fig. 6.1 - Tipos de análises efetuadas para cada caso de estudo.	59
Fig. 6.2 - Análise com 3 G.L./pisos.	61
Fig. 6.3 - Planta estrutural do Edifício 1.	63
Fig. 6.4 - Modelo 3D do Edifício 1, obtido através do programa Robot Structures.	63
Fig. 6.5 - Planta estrutural do Edifício 2.	64
Fig. 6.6 - Modelo 3D do Edifício 2, obtido através do programa <i>Robot Structures</i>	64
Fig. 6.7 - Espectros de resposta preconizados segundo o EC8 e o RSA para o concelho de Tomar. .	66
Fig. 6.8 - Posições do centro de massa e centro de rigidez para ambos os pisos do segundo edifício.	68
Fig. 6.9 - Variação percentual do valor da frequência fundamental em função dos métodos e modelos de análise sísmica para o Edifício 1 e 2.	73
Fig. 6.10 - Variação percentual do valor das forças sísmicas em função dos métodos e modelos de análise sísmica para os Edifícios 1 e 2.	75
Fig. 6.11 - Variação percentual do valor das forças sísmicas em função dos métodos e modelos de análise sísmica quando a rotação dos nós é impedida para os Edifícios 1 e 2.	76
Fig. 6.12 - Perfil de deslocamentos em altura obtidos através dos modelos planos para o pórtico 1 do Edifício 1.	77
Fig. 6.13 - Perfil de deslocamentos em altura obtidos através dos modelos planos para o pórtico 6 do Edifício 1.	77
Fig. 6.14 - Perfil de deslocamentos em altura obtidos através dos modelos planos para o pórtico 1 do Edifício 2.	78
Fig. 6.15 - Perfil de deslocamentos em altura obtidos através dos modelos planos para o pórtico 6 do Edifício 2.	78
Fig. 6.16 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 1 do Edifício 1. .	80
Fig. 6.17 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 3 do Edifício 1. .	80
Fig. 6.18 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 6 do Edifício 1. .	81
Fig. 6.19 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 1 do Edifício 2. .	81
Fig. 6.20 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 3 do Edifício 2. .	82
Fig. 6.21 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 6 do Edifício 2. .	82
Fig. 6.22 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 1 do Edifício 1. .	83
Fig. 6.23 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 3 do Edifício 1. .	83

Fig. 6.24 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 6 do Edifício 1..	84
Fig. 6.25 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 1 do Edifício 2..	84
Fig. 6.26 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 3 do Edifício 2..	85
Fig. 6.27 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 6 do Edifício 2..	85
Fig. 6.28 - Variação percentual do valor dos drifts do primeiro piso do Edifício 1 quando a rotação dos nós da estrutura se encontra livre.	86
Fig. 6.29 - Variação percentual do valor dos <i>drifts</i> do primeiro piso do Edifício 2 quando a rotação dos nós da estrutura se encontra livre.	87
Fig. 6.30 - Variação percentual do valor dos drifts do primeiro piso do Edifício 1 quando a rotação dos nós da estrutura se encontra impedida.	87
Fig. 6.31 - Variação percentual do valor dos drifts do primeiro piso do Edifício 2 quando a rotação dos nós da estrutura se encontra impedida.	88
Fig. 6.32 - Rotações de piso do Edifício 1 para a excentricidade e_1	89
Fig. 6.33 - Rotações de piso do Edifício 1 para a excentricidade e_2	89
Fig. 6.34 - Rotações de piso do Edifício 2 para a excentricidade e_1	90
Fig. 6.35 - Rotações de piso do Edifício 2 para a excentricidade e_2	90
Fig. 6.36 - Variação percentual do valor das rotações de piso em função dos métodos e modelos de análise sísmica para o Edifício 1.	92
Fig. 6.37 - Variação percentual do valor das rotações de piso em função dos métodos e modelos de análise sísmica para o Edifício 2.	92
Fig. 6.38 - Variação percentual entre as forças de corte basal na base dos pórticos 1, 3 e 6 do Edifício 1.	96
Fig. 6.39 - Variação percentual entre as forças de corte basal na base dos pórticos 1, 3 e 6 do Edifício 2.	97
Fig. 6.40 - Localização dos pilares P1, P2, P3 e P4 no Edifício 1.	98
Fig. 6.41 - Localização dos pilares P1, P2, P3 e P4 no Edifício 2.	98
Fig. 6.42 - Variação percentual dos momentos nos pilares 1, 2, 3 e 4 do Edifício 1 em função dos métodos e modelos de análise sísmica, para o RSA e EC8.	101
Fig. 6.43 - Variação percentual dos momentos nos pilares 1, 2, 3 e 4 do Edifício 2 em função dos métodos e modelos de análise sísmica, para o RSA e EC8.	101

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Escala de Mercalli modificada. (Datta, 2010)	11
Quadro 4.1- Tipos de terreno de acordo com o RSA.....	24
Quadro 4.2 - Tipos de terreno de acordo com o EC8.	25
Quadro 4.3 - Classes de importância e respetivos coeficientes de importância, γ_i , preconizadas pelo EC8.....	27
Quadro 4.4 - Valores limites dos coeficientes de comportamento de acordo com o RSA.	28
Quadro 4.5 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura.	28
Quadro 4.6 - Valores aproximados de α_w / α_1 para edifícios regulares em planta.	29
Quadro 4.7 - Correspondência entre as classes de ductilidade propostas por ambos os regulamentos.	30
Quadro 4.8 - Estimativa da frequência própria fundamental de várias estruturas, de acordo com o RSA.	33
Quadro 4.9 - Valores do coeficiente de sismicidade, α	37
Quadro 4.10 - Valores dos parâmetros espectrais do sismo afastado, segundo o Anexo Nacional do EC8.....	38
Quadro 4.11 - Valores dos parâmetros espectrais do sismo próximo, segundo o Anexo Nacional do EC8.....	38
Quadro 4.12 - Valores do parâmetro S, segundo o Anexo Nacional do EC8.....	39
Quadro 4.13 - Aceleração máxima de referência a_{gr} nas várias zonas sísmicas.	39
Quadro 5.1 - Modelos estruturais e métodos de análise a adotar em função da regularidade da estrutura, segundo o EC8.	48
Quadro 5.2 - Alguns tipos de análises sísmicas e respetivos modelos estruturais.	49
Quadro 5.3 - Valores do coeficiente sísmica de referência, β_0	52
Quadro 6.1 - Características do betão C30/37.	65
Quadro 6.2 - Características dos elementos estruturais.	65
Quadro 6.3 - Valor das cargas permanentes e sobrecargas adotadas na análise da estrutura.	65
Quadro 6.4 - Zonas sísmicas da região de Tomar segundo o EC8 e o RSA.	66
Quadro 6.5 - Determinação das excentricidades estruturais para as direções x e y.	67
Quadro 6.6 - Cálculos auxiliares para a determinação dos raios de torção dos dois pisos.	69
Quadro 6.7 - Verificação da regularidade em planta para o edifício em estudo.....	70
Quadro 6.8 - Variáveis estudadas em cada parâmetro da resposta.	71
Quadro 6.9 - Código de simbologia e cores utilizado.	71
Quadro 6.10 - Valores da frequência do modo de vibração fundamental do Edifício 1.	72

Quadro 6.11 - Valores da frequência do modo de vibração fundamental do Edifício 2.....	72
Quadro 6.12 - Forças sísmicas obtidas segundo o RSA e EC8 para o Edifício 1.	74
Quadro 6.13 - Forças sísmicas obtidas segundo o RSA e EC8 para o Edifício 2.	74
Quadro 6.14 - Variação percentual entre as rotações de piso máximas e mínimas para o Edifício 1.	91
Quadro 6.15 - Variação percentual entre as rotações de piso máximas e mínimas para o Edifício 2.	91
Quadro 6.16 - Forças de corte basal na base obtidas para o Edifício 1, segundo o RSA.....	94
Quadro 6.17 - Forças de corte basal na base obtidas para o Edifício 1, segundo o EC8.	94
Quadro 6.18 - Forças de corte basal na base obtidas para o Edifício 2, segundo o RSA.....	95
Quadro 6.19 - Forças de corte basal na base obtidas para o Edifício 2, segundo o EC8.	95
Quadro 6.20 - Momentos na base dos quatro pilares do Edifício 1, segundo o RSA	99
Quadro 6.21 - Momentos na base dos quatro pilares do Edifício 1, segundo o EC8.	99
Quadro 6.22 - Momentos na base dos quatro pilares do Edifício 2, segundo o RSA	100
Quadro 6.23 - Momentos na base dos quatro pilares do Edifício 2, segundo o EC8.	100

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- A_{ed} – Valor de cálculo da ação sísmica
- A_c – Área efetiva total das paredes de contraventamento
- a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
- a_{gR} – Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A
- A_i – Área efetiva da secção transversal da parede de contraventamento
- b – Dimensão em planta do edifício
- C_u – Coesão não drenada do solo
- d – Deslocamento elástico lateral do topo do edifício
- e_0 – Excentricidade estrutural
- e_1 – Excentricidade acidental 1
- e_2 – Excentricidade acidental 2
- $E_{c,28}$ – Módulo de elasticidade para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade
- f – Frequência
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão
- f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
- f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
- F_b – Força de corte basal
- Fig. – Figura
- g – Aceleração devida à gravidade
- $G_{k,j}$ – Ações permanentes tomadas com os seus valores característicos
- h – Altura do edifício
- k_w – Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
- l_s – Raio de giração da massa do piso em planta
- l_{wi} – Comprimento da parede de contraventamento
- n – Número de pisos
- N_{SPT} – Número de pancadas no ensaio SPT
- P – Valor característico do pré-esforço
- q – Coeficiente de comportamento
- q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento
- r – Raio de torção
- R_d – Valor de cálculo do esforço resistente

S – Coeficiente de solo

$S_d(T)$ – Espectro de resposta de cálculo

S_d – Valor de cálculo do esforço atuante

T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade

T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

$v_{s,30}$ – Velocidade média das ondas de corte nos 30 m superficiais do perfil do solo

ω – Frequência angular

α – Coeficiente de sismicidade

α_1 – Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo

α_u – Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo

λ – Coeficiente de esbelteza

Ψ_2 – Coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável

ξ – Amortecimento viscoso

ρ_i – Corresponde à razão entre a rigidez dos elementos verticais e horizontais de um determinado piso

ν – Coeficiente de Poisson

ρ – Massa volúmica

β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal

η – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência

γ_I – Coeficiente de importância

γ_q – Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis

DCL – Ductility class low (Classe de ductilidade baixa)

DCM – Ductility class medium (Classe de ductilidade média)

DCH – Ductility class High (Classe de ductilidade alta)

EC8 – Eurocódigo 8

ELS – Estado limite de serviço

ELU – Estado limite último

G.L. – Graus de liberdade

PT - Pórtico

REBAP – Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado

RSA – Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes

1

Introdução

1.1. MOTIVAÇÃO

Os sismos são um fenómeno natural com um carácter errático e potencialmente destrutivo, estando a extensão e severidade dos seus efeitos intrinsecamente associada às suas características físicas e à localização da sua ocorrência. Enquanto desastre natural, pode ser apontado como um dos maiores responsáveis pela perda de vidas humanas, como indicado na figura 1.1.

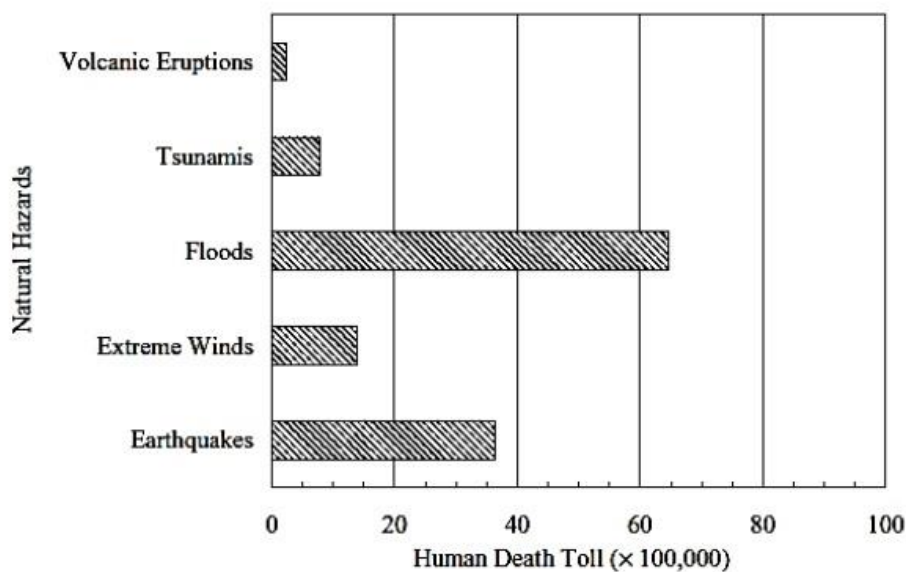


Fig. 1.1 - Número de mortes causadas por desastres naturais no último século. (Amr Elnashai, 2008)

A ocorrência de um sismo pode trazer graves consequências para vários setores de um país, nomeadamente para a sua economia, população em geral, parque habitacional, industrial e histórico construído, entre outros.

Assim, dadas as características enunciadas, é fácil de perceber que o dimensionamento sísmico de edifícios constitui um campo de trabalho altamente desafiante e em constante evolução, dada a

preocupação crescente em dotar os edifícios com capacidades resistentes adequadas para que exibam um comportamento satisfatório em caso de ocorrência de um sismo.

1.2. OBJETIVOS DA TESE

O principal objetivo da presente dissertação passa pela realização de uma análise comparativa entre diferentes métodos de avaliação da resposta sísmica de edifícios. Pretende-se entender a influência quer do modelo estrutural adotado quer do tipo de análise na resposta sísmica de edifícios correntes de betão armado, calculando e confrontando alguns parâmetros locais e globais da resposta obtidos através dos vários tipos de modelos e análises.

Propõe-se ainda perceber o impacto da introdução do Eurocódigo 8 no dimensionamento sísmico em Portugal, estabelecendo, sempre que possível, comparações com o regulamento em vigor em Portugal, RSA, no que diz respeito ao zonamento do território preconizado por ambos os regulamentos, tipos de terreno, classes de ductilidade, coeficientes de comportamento, entre outros.

A presente dissertação contou ainda com uma parte dedicada à elaboração de duas ferramentas de cálculo e representação com fins didáticos em *Excel*, sendo uma delas destinada à representação dos espectros de resposta previstos em ambos os regulamentos em função do tipo de localidade, terreno, amortecimento, classe de importância e coeficiente de comportamento escolhidos. A segunda ferramenta relaciona-se com o estudo do desempenho sísmico de edifícios através de análises estáticas e dinâmicas, segundo ambos os regulamentos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente documento foi estruturado através de 7 capítulos, os quais pretendem dar resposta aos objetivos mencionados anteriormente.

No capítulo 1 encontra-se descrita a motivação, onde são apresentadas algumas considerações gerais sobre o tema da dissertação. São enunciados ainda os objetivos da dissertação, bem como a forma como a mesma será organizada.

No capítulo 2 é feita uma curta introdução ao tema, onde se inserem uma breve referência a alguns dos sismos mais conhecidos a nível mundial e respetivas consequências, a descrição do fenómeno sísmico na sua origem, apresentam-se os principais tipos de falhas e ondas sísmicas, e, por último, são apresentadas algumas das escalas de magnitude e intensidade mais conhecidas.

No capítulo 3, além de se comentar os princípios básicos do comportamento sísmico de edifícios, referem-se algumas das principais causas de dano e colapso em edifícios sujeitos à ação sísmica. Por fim, descrevem-se alguns aspetos regulamentares relativos à conceção de edifícios sísmo-resistentes.

O capítulo 4 é um separador que visa a descrição e comparação de aspetos regulamentares acerca da quantificação e representação da ação sísmica sob o ponto de vista dos dois regulamentos em estudo, RSA e EC8. É ainda descrita a ferramenta de cálculo e representação desenvolvida em *Excel* para o mesmo efeito.

O capítulo 5 debruça-se sobre o domínio de aplicabilidade dos diferentes modelos estruturais e métodos de análise sísmica preconizados por ambos os regulamentos. É ainda feita a apresentação de alguns tipos de análises sísmicas que serão utilizadas no capítulo 6. Por último, apresenta-se uma breve descrição da ferramenta de cálculo desenvolvida acerca de metodologias de análise preconizadas quer por RSA quer pelo EC8.

O capítulo 6 centra-se na aplicação de toda a informação apresentada anteriormente a duas estruturas porticadas de betão armado distintas. O principal objetivo deste capítulo passa por evidenciar as diferenças da resposta sísmica dos edifícios quando estes são analisados através de metodologias e modelos estruturais distintos, propostos em ambos os regulamentos.

Esta dissertação termina com o capítulo 7, o qual se destina à conclusão da discussão efetuada no capítulo anterior, bem como apresentar algumas sugestões para possíveis desenvolvimentos futuros.

2

Atividade sísmica

2.1. ENQUADRAMENTO

Os sismos, fruto da sua imprevisibilidade, constituem um dos desastres naturais mais devastadores, provocando grande impacto sobre as populações, nomeadamente perdas materiais, sociais e humanas. Por este motivo, foi sempre objeto de curiosidade e estudo por parte de toda a humanidade a qual, na antiguidade, ingenuamente, atribuíam causas sobrenaturais a este fenómeno, baseadas em pressupostos mitológicos e religiosos. Só mais tarde, em meados do século XX, surgiu uma teoria plausível para as causas do fenómeno, tendo sido aceite pela comunidade científica: a teoria da tectónica de placas, explicada mais à frente.

Devido ao contexto tectónico em que se insere, o território português constitui uma zona de elevada perigosidade sísmica. Em 1755, a cidade de Lisboa foi vítima de um violento abalo sísmico, que poderá ter atingido uma magnitude de 9 na escala de Richter. Estima-se que cerca de metade da população da capital portuguesa terá morrido, um total de 60 a 100 mil pessoas. Uma das principais consequências desse sismo prendeu-se com o despertar da ciência europeia sobre este fenómeno, tendo sido a primeira vez na história que técnicas e metodologias construtivas que visavam conferir resistência sísmica às construções foram aplicadas de forma sistemática e organizada à escala de uma cidade, uma vez que foram usados sistemas estruturais especiais, como a “gaiola pombalina”, a qual visava conferir resistência às estruturas face a ações horizontais provocadas pelos abalos sísmicos.

Segundo (Sen, 2009), em média, anualmente, 17.000 pessoas sucumbiram como resultado da atividade sísmica registada no século XX. Entre os eventos sísmicos mais mortais de todos os tempos, destacam-se eventos ocorridos na China, mais precisamente nas províncias de Gansu (1920), Xining (1927), e Tangshan (1976), dos quais resultaram aproximadamente 200.000 vítimas mortais para os dois primeiros, e 255.000 para o último. A nível europeu, o sismo ocorrido em Messina (Fig.2.1), Itália (1908), foi o que provocou a maior perda de vidas humanas, fixando-se este valor em aproximadamente 70.000 mortes.



Fig. 2.1 - O panorama de destruição provocado pelo sismo de Messina (1908), o mais mortífero de sempre a nível europeu.

Apesar do avanço da ciência e tecnologia, as dificuldades e incertezas associadas à modelação do fenómeno sísmico têm impedido o sucesso da previsão da sua ocorrência, pelo que a prevenção, nomeadamente a construção com níveis aceitáveis de resistência aos abalos, assume um papel fundamental na salvaguarda das vidas humanas.

2.2. TECTÓNICA DE PLACAS

A presente teoria surgiu na segunda metade do século XX, tendo como precursora a hipótese da deriva dos continentes formulada em 1912 pelo meteorologista alemão Alfred Wegener.

Com o modelo proposto por J. Morgan, D. Mac Kenzie e X. Le Pichon (1968), foi possível compreender melhor o fenómeno sísmico, o qual nasce de uma súbita libertação de grandes quantidades de energia na crosta terrestre, ao nível das placas tectónicas, das quais resultam vibrações e ondas sísmicas que se propagam no interior da terra. O principal processo responsável pela atividade sísmica situa-se nas fronteiras que separam as placas tectónicas, em que o atrito opõe-se ao movimento relativo dos respetivos bordos, dando origem a tensões elevadas. O deslizamento entre placas ocorre quando as tensões acumuladas se tornam suficientes para vencer a resistência. Assim, é razoável afirmar que a atividade sísmica do planeta se concentra ao longo das fronteiras entre placas, tal como demonstrado na figura seguinte:

Preliminary Determination of Epicenters
358,214 Events, 1963 - 1998

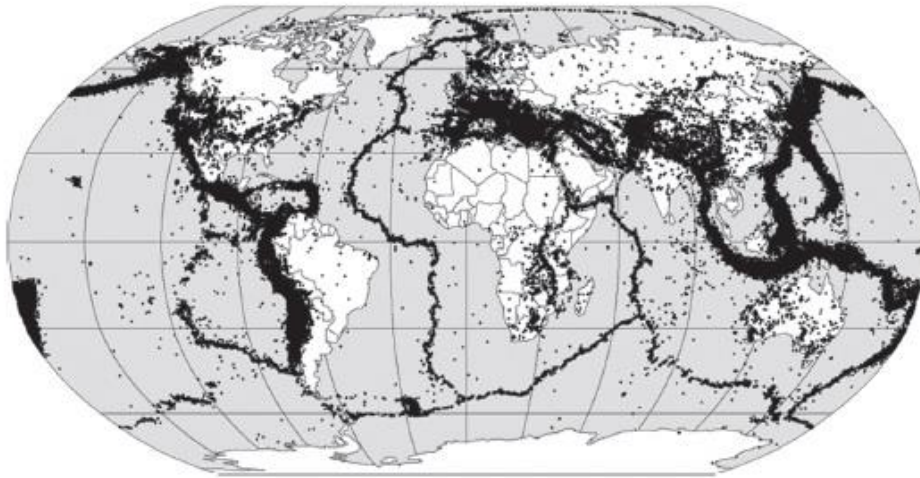


Fig. 2.2 - Epicentros dos principais sismos registados entre 1963 e 1998. (Sen, 2009)

Como observado na figura 2.3, Portugal situa-se na placa euroasiática, fazendo a sul fronteira com a placa africana através da falha dos Açores-Gibraltar, e a oeste com a placa americana, pela falha dorsal do oceano Atlântico. Devido a este contexto tectónico, o território português constitui uma zona de sismicidade importante, como referido em 2.1.

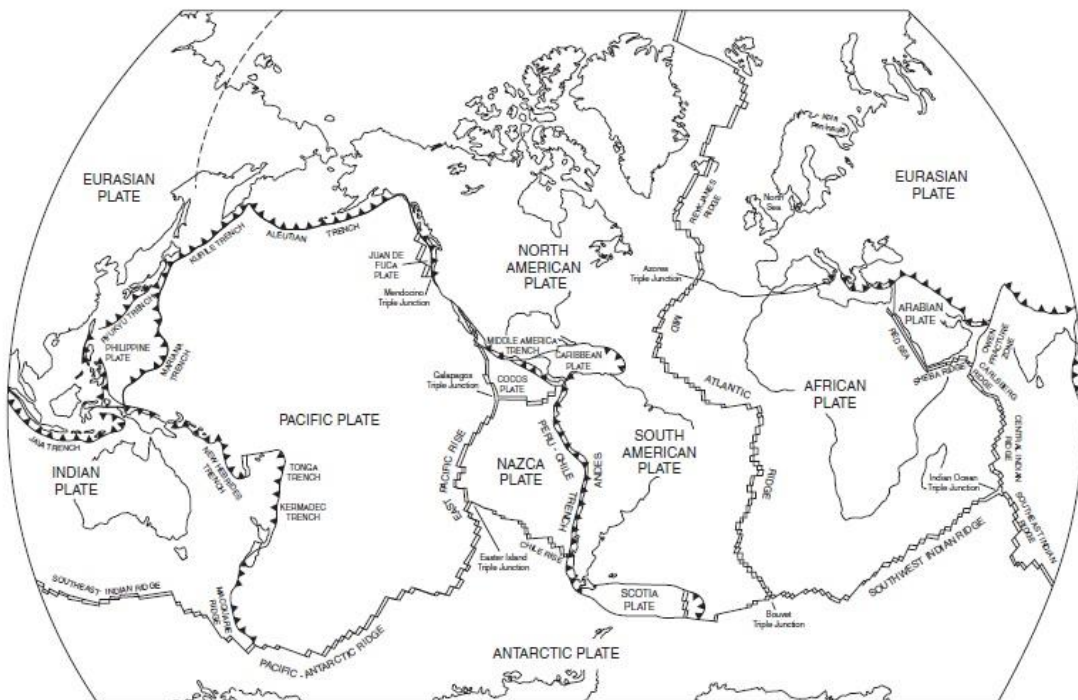


Fig. 2.3 - Mapa das principais placas tectónicas. (Sen, 2009)

2.3. FALHAS E ONDAS SÍSMICAS

As falhas são normalmente associadas ao movimento relativo entre dois grandes blocos de massa, sendo divididas em três categorias distintas, entre elas (Sen, 2009):

- Falha normal (Normal fault) – No presente tipo de falha, um dos blocos move-se no sentido descendente relativamente ao outro. Por norma, o ângulo entre o plano da falha e a superfície é grande;
- Falha inversa (Reverse fault) – Um dos blocos move-se no sentido ascendente relativamente ao outro, sendo o ângulo formado pelo plano da falha e a superfície, por norma, pequeno;
- Falha de deslizamento (Strike-slip fault) – O movimento dos dois blocos adjacentes à falha processa-se na horizontal e paralelamente ao plano da mesma.

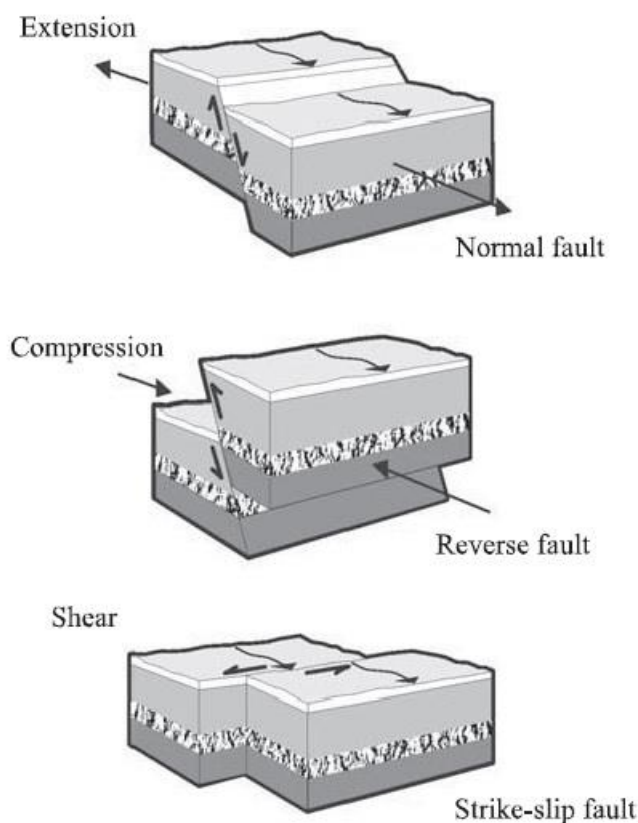


Fig. 2.4 - Principais categorias de falhas. (Betbeder-Matibet, 2008)

Na ocorrência de um sismo, a perturbação propaga-se em todas as direções na forma de ondas sísmicas. Estas podem ser classificadas como ondas volúmicas ou superficiais, consoante se deslocam através do interior ou à superfície terrestre, respetivamente.

De acordo com (Mário Lopes, 2008) as ondas volúmicas dividem-se em dois grupos distintos, cada um dos quais com velocidade própria, podendo ser do tipo P (primárias) ou S (secundárias). Tal distinção pode ser compreendida através da relação geométrica entre a direção de propagação e a direção de

vibração das partículas do meio: para as ondas P, as duas direções são coincidentes; para as ondas S, o movimento das partículas é perpendicular à direção de propagação, tal como representado na figura seguinte:

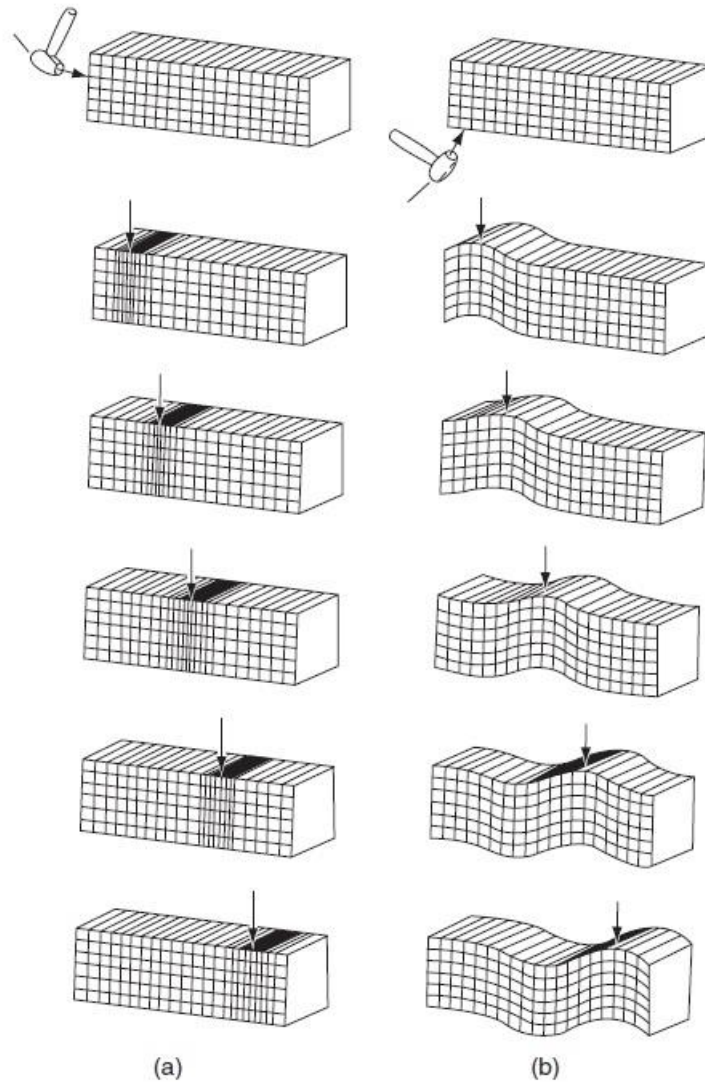


Fig. 2.5 - Ondas primárias (P) e secundárias (S), respetivamente (a) e (b). (Sen, 2009)

Por sua vez, as ondas de superfície dividem-se em duas categorias distintas (Fig. 2.6): ondas de Rayleigh, as quais podem ser aproximadas ao movimento descrito pelas ondas no oceano, e as ondas de Love, à passagem das quais um ponto da superfície vibra horizontalmente na direção perpendicular à propagação. De salientar que as ondas de superfície tendem a ser mais destrutivas relativamente às volúmicas na medida em que apresentam baixa frequência, longa duração e amplitude elevada (Sen, 2009).

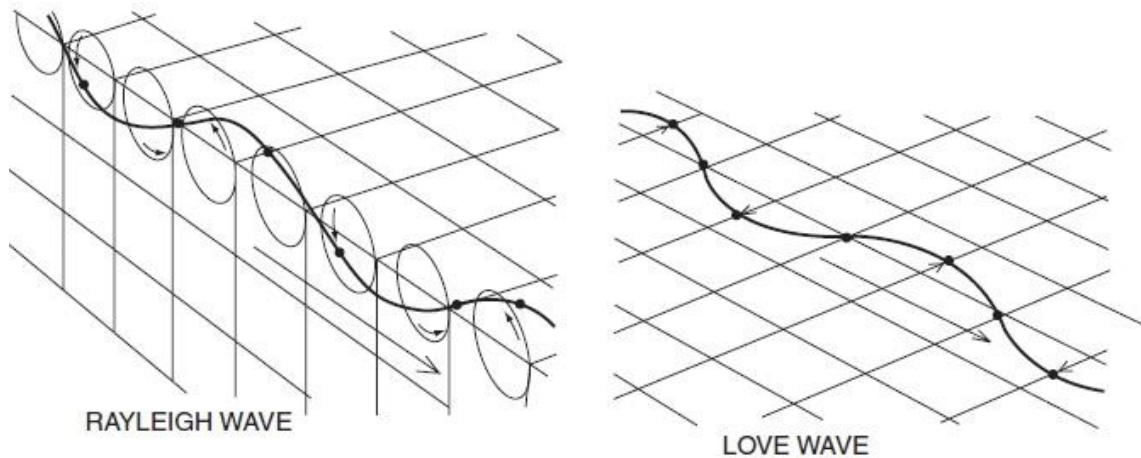


Fig. 2.6 - Onda de Rayleigh e Love, respetivamente. (Sen, 2009)

2.4. MAGNITUDE E INTENSIDADE SÍSMICA

A magnitude de um sismo pode ser definida como a quantidade de energia libertada no seu foco, sendo por isso um parâmetro quantitativo. A escala de quantificação mais utilizada é a Magnitude de Richter, convencionada como o logaritmo decimal da amplitude máxima do movimento sísmico registada por um sismógrafo localizado a 100 km do foco do sismo.

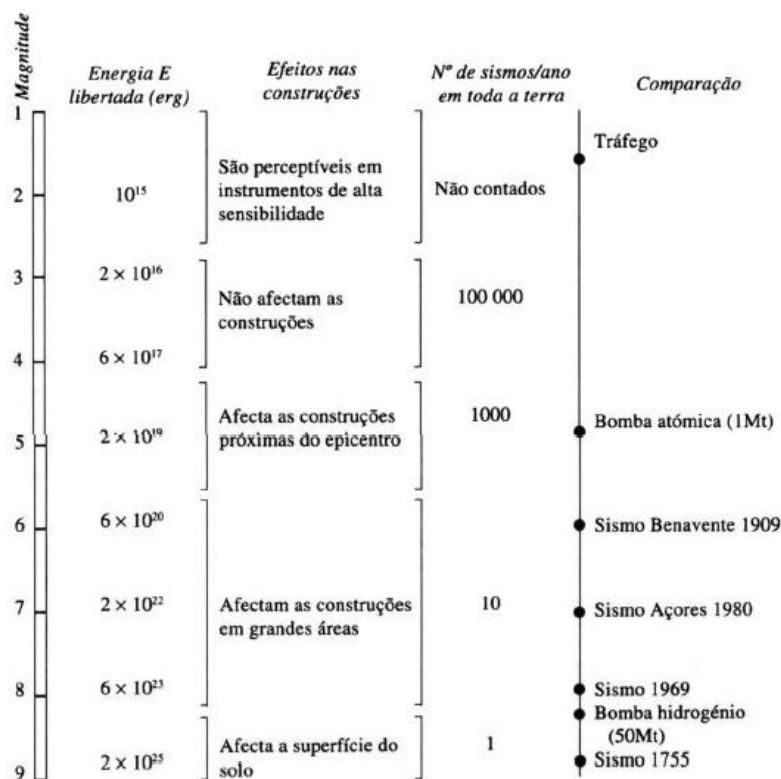


Fig. 2.7 - Magnitude de Richter: valores da magnitude, efeitos, ocorrências e eventos comparativos. (Arêde, 2013)

Por seu turno, a intensidade de um sismo corresponde a uma escala qualitativa, baseada em observações dos locais afetados e relatos de pessoas, sendo por isso um parâmetro subjetivo. Pode ser vista como o impacto do abalo junto das populações, nomeadamente no comportamento das construções e os efeitos sobre a natureza. Uma das escalas mais utilizadas atualmente a nível mundial é a escala de Mercalli-Sieberg modificada por Neuman, em 1931, representada no quadro que se segue:

Quadro 2.1 - Escala de Mercalli modificada. (Datta, 2010)

Intensidade	Avaliação	Descrição	Magnitude (Escala de Richter)
I	Insignificante	Apenas detetados por instrumentos.	1-1.9
II	Muito ligeiro	O sismo é sentido apenas por pessoas sensíveis. Possível oscilação de objetos suspensos.	2-2.9
III	Ligeiro	Pequenas vibrações do solo.	3-3.9
IV	Moderado	Sentido no interior das habitações, algum ruído provocado pelo movimento de pequenos objetos.	4-4.9
V	Ligeiramente forte	Sentido pela maior parte das pessoas, algum pânico, mas pequenos estragos.	
VI	Forte	Dano em habitações que oferecem pouca resistência ao sismo.	
VII	Muito forte	Pessoas em pânico, algum dano em estruturas sismo-resistentes e dano severo em estruturas de alvenaria não armada.	5-5.9
VIII	Destruutivo	Dano severo nas estruturas em geral.	
IX	Ruinoso	Dano severo em estruturas com níveis aceitáveis de resistência anti-sísmica, destruição quase total de estruturas não resistentes aos sismos.	6-6.9
X	Desastroso	Apenas estruturas sismo-resistentes não colapsam.	
XI	Extremamente desastroso	Pânico geral, quase destruição total, grandes aberturas no solo.	7-7.9
XII	Catastrófico	Destruição total, objetos projetados pelas vibrações.	8-8.9

3

Conceção de estruturas sismo-resistentes

3.1. GENERALIDADES

No presente capítulo apresentam-se os principais impactos dos sismos nas construções, bem como princípios básicos do comportamento sísmico de edifícios de betão armado, por ser o material estrutural mais utilizado na construção de edifícios em Portugal.

O projeto de uma estrutura deve partir do diálogo entre a engenharia e a arquitetura, no sentido de conceber uma estrutura que desempenhe os requisitos de estética e funcionalidade a que se propõe. O papel do engenheiro não passa por projetar uma estrutura à prova de sismos, em que a mesma não sofra nenhum tipo de dano sob a atuação de um sismo forte, na medida em que tal solução seria excessivamente robusta e economicamente inviável, mas sim conceber uma estrutura com níveis aceitáveis de resistência anti-sísmica, a qual possa sofrer um certo nível de dano, mas nunca comprometer a integridade e estabilidade do sistema estrutural.

Os regulamentos vigentes em Portugal, ao legislar sobre o projeto sismo-resistente, têm como principal objetivo a proteção das vidas humanas, mas tendo sempre em mente quer a minimização das perdas económicas quer a manutenção do funcionamento de estruturas que se possam revelar importantes em cenários de catástrofe, tais como hospitais, quartéis de bombeiros, entre outras.

3.2. PRINCÍPIOS BÁSICOS DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS

A atuação de um sismo provoca fortes acelerações em ambos os sentidos da direção horizontal da base da estrutura, o que, por sua vez, gera acelerações ao nível dos pisos, na medida em que é prática corrente de projeto considerar massas concentradas nestes. A segunda lei de Newton afirma que o produto da massa pela aceleração é uma força, logo, ao surgirem acelerações ao nível dos pisos, surgem também forças, designadas por forças de inércia.

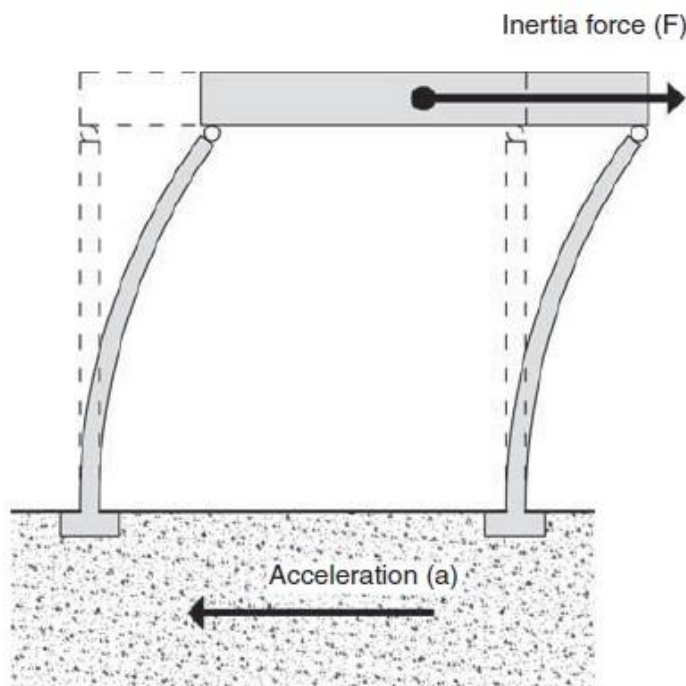


Fig. 3.1- Aceleração e forças de inércia. (Charleson, 2012)

Os principais fatores que influenciam a grandeza das forças sísmicas que atuam numa estrutura são (Charleson, 2012):

- **Peso:** Atentando à segunda lei de Newton, é possível observar que as forças de inércia são diretamente proporcionais à massa da estrutura. Assim, em regiões com elevada perigosidade sísmica, é recomendável a utilização de materiais estruturais mais leves, na medida em que conduzem a menores forças de inércia;
- **Amortecimento:** Quanto maior o amortecimento de uma estrutura, maiores as quantidades de energia transmitidas pelo sismo absorvidas, o que permite evitar efeitos de ressonância das forças de inércia;
- **Ductilidade:** É um dos parâmetros mais desejados para obter níveis de desempenho adequados face à ação sísmica numa estrutura, na medida em que se um determinado membro da estrutura for dúctil, suporta exigências de deformação em regime inelástico sem colapso.

Destaca-se o papel fundamental que a ductilidade assume no desempenho sísmico de um edifício, na medida em que o dimensionamento em ductilidade permite à estrutura suportar deformações mais elevadas, desde que a estrutura tenha capacidade para se deformar além do limite elástico. Na figura 3.2 representa-se uma análise comparativa entre o comportamento de duas paredes, uma com comportamento dúctil, e outra com comportamento considerado frágil. Constata-se que a rotura do elemento frágil ocorre para deslocamentos significativamente inferiores relativamente aos quais a estrutura com comportamento dúctil colapsa. Tendo o betão um comportamento frágil, é fácil de perceber que numa estrutura de betão armado o comportamento dúctil é conferido pelo aço.

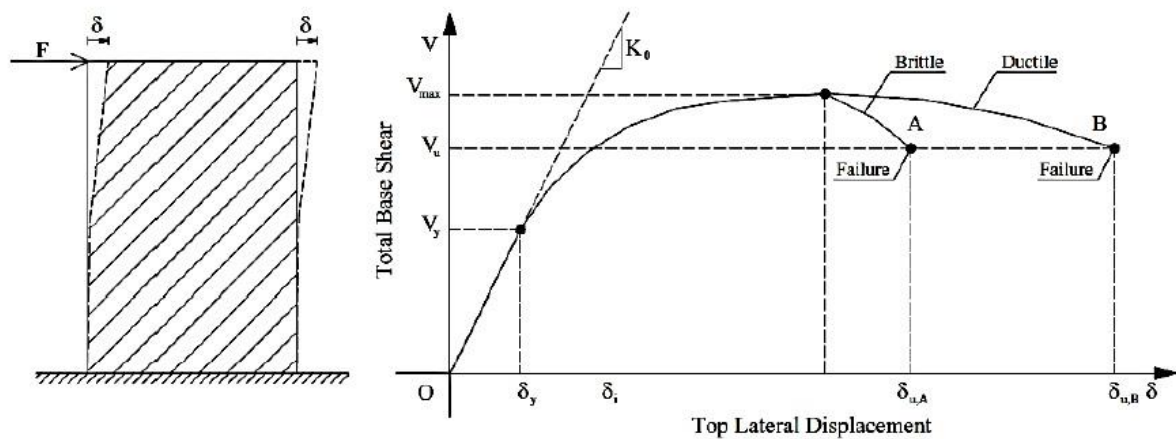


Fig. 3.2 - Diferença entre comportamento frágil e dúctil de uma parede. (Amr Elnashai, 2008)

Assim, a capacidade de uma estrutura resistir a um sismo está fortemente associada à sua resistência às forças horizontais geradas na massa da própria estrutura, pelo que a estrutura deverá possuir níveis satisfatórios tanto de rigidez lateral como ductilidade.

3.3. CAUSAS FREQUENTES DE DANOS E COLAPSOS EM EDIFÍCIOS

Como afirmou D. J. Dowrick, "...um sismo procurará implacavelmente toda a irregularidade e fraqueza estrutural quer ela tenha sido ou não previamente conhecida.". Assim, a regulamentação para o dimensionamento e verificação da segurança sísmica das estruturas torna-se fundamental para a redução do risco sísmico do edificado, mas não é suficiente. O cumprimento dos procedimentos vigentes na legislação, quer em termos de projeto, quer em termos de obra, assume um papel fulcral no que diz respeito à redução dos efeitos dos sismos. De acordo com (Aníbal Costa, 2013), sismos recentes têm demonstrado que a qualidade da construção é altamente condicionante do desempenho sísmico global das estruturas. Nas zonas afetadas pelo sismo de 17 de Agosto de 1999, em Kocaeli, Turquia, a maioria dos edifícios recentes em betão armado foram dimensionados de acordo com a regulamentação sísmica em vigor naquele país, no entanto, as deficiências construtivas ditaram o colapso de um número significativo de edifícios e a instalação de danos severos em muitos outros, como demonstrado na figura 3.3.



Fig. 3.3 - Danos provocados pelo sismo de Izmit, Kocaeli, Turquia, a 17 de Agosto de 1999. (Aníbal Costa, 2013)

Algumas das causas mais frequentes de dano severo e colapso de estruturas de betão armado sob a ação de sismos, podem ser atribuídas a:

- Confinamento inadequado;
- Ductilidade inadequada;
- Mecanismos de aderência aço-betão;
- Incorreta amarração e sobreposição da armadura principal;
- Inadequada capacidade resistente ao corte de vigas e pilares;
- Inadequada capacidade resistente à flexão de vigas e pilares;
- Inadequada capacidade resistente dos nós viga-pilar;
- Mecanismo tipo viga forte-pilar fraco;
- Não consideração da influência das paredes de alvenaria na determinação da resposta sísmica de edifícios;
- Irregularidades estruturais em planta ou em altura;
- Influência dos modos superiores.

Para mais informações acerca dos mecanismos acima descritos ver (Aníbal Costa, 2013).

3.4. ASPETOS REGULAMENTARES DE CONCEÇÃO SISMO-RESISTENTE DE EDIFÍCIOS

A fase de conceção assume um papel fundamental no projeto de qualquer estrutura, especialmente em regiões com elevada atividade sísmica, dado o caráter errático e potencialmente destrutivo associado à mesma. Com o objetivo de diminuir as perdas económicas, sociais e manter em atividade edifícios que se possam revelar importantes num cenário de catástrofe, o REBAP e o EC8 propõem um conjunto de indicações e regras a cumprir em projeto.

3.4.1. PRINCÍPIOS ORIENTADORES DO RSA

Segundo o RSA, por forma a conferir às estruturas um comportamento sísmico satisfatório, devem ser seguidas, tanto quanto possível, as seguintes recomendações:

- As características de rigidez das estruturas devem ser ponderadas de tal modo que, por um lado, minimizem as ações sísmicas e, por outro, limitem a ocorrência de grandes deslocamentos;
- As estruturas devem ter os seus elementos convenientemente interligados em todas as direções, de modo a assegurar um eficiente funcionamento do conjunto;
- A disposição dos elementos da estrutura bem como o conjunto das suas massas devem apresentar simetria;
- As variações de rigidez e de massas, principalmente em altura, não devem apresentar grandes discontinuidades;
- As estruturas devem ter a possibilidade de dissipar energia por deformação não elástica, o que requer adequadas características de ductilidade dos seus elementos.

3.4.2. PRINCÍPIOS ORIENTADORES DO EC8

Segundo 4.2.1 (1) do EC8, os princípios orientadores que regem um comportamento anti-sísmico competente estão relacionados com:

- Simplicidade estrutural

Caraterizada pela existência de trajetórias claras e diretas de transmissão das forças sísmicas, de modo a ser mais fácil e fiável a previsão do comportamento sísmico da estrutura.

- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura

A uniformidade em planta é caraterizada por uma distribuição regular dos elementos estruturais a qual permite transmissões curtas e diretas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas no edifício. Se necessário, a uniformidade poderá ser realizada subdividindo todo o edifício em unidades dinamicamente independentes através de juntas sísmicas, tal como representado de seguida:

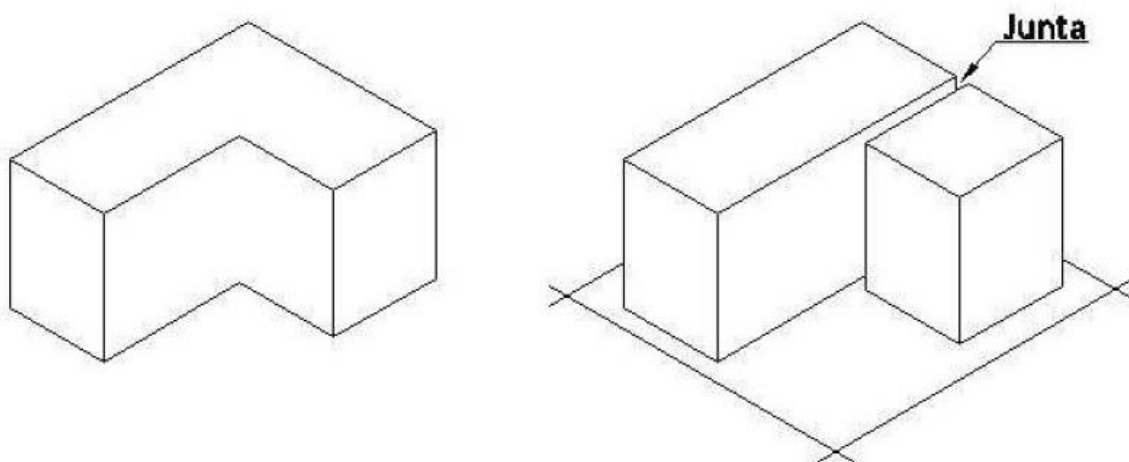


Fig. 3.4 - Adoção de junta num edifício, dividindo-o em dois corpos regulares em planta. (Sampaio, 1995)

A uniformidade da estrutura ao longo da altura do edifício é também crucial, uma vez que tende a eliminar a ocorrência de zonas sensíveis onde concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade podem provocar um colapso prematuro. Analogamente à uniformidade em planta, se necessário, poderá subdividir-se o edifício em unidades dinamicamente independentes através de juntas sísmicas, tal como o representado na figura 3.5.

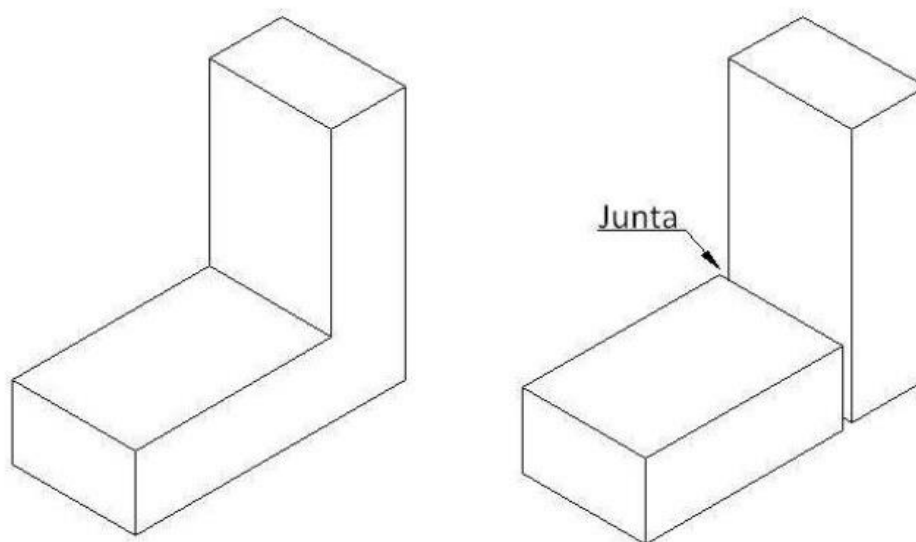


Fig. 3.5 - Introdução de junta num edifício, separando-o em dois blocos regulares em altura. (Sampaio, 1995)

A adoção de um sistema estrutural simétrico, ou próximo disso, origina uma resposta do edifício à ação sísmica com menores exigências no que diz respeito aos efeitos de torção.

Por último, a distribuição regular dos vários elementos estruturais aumenta a redundância, permitindo uma redistribuição dos efeitos das ações mais favorável, assim como uma dissipação de energia distribuída em todo o conjunto da estrutura.

- Resistência e rigidez nas duas direções

A rigidez de um elemento pode ser definida como a propriedade que controla o nível de deformações que o elemento sofre quando sujeito à ação de um determinado carregamento, exercendo assim uma forte influência sobre a distribuição das ações e deformações. A rigidez lateral, se não for uniforme em altura, faz com que os *drifts* entre pisos sejam agravados, pelo que o EC8 recomenda que a estrutura do edifício deve ser capaz de resistir a ações horizontais em qualquer direção. Para isso, os elementos estruturais deverão ser dispostos em planta numa malha estrutural ortogonal, garantindo características de resistência e rigidez semelhantes nas duas direções principais.

- Resistência e rigidez à torção

A rigidez e resistência torsional devem estar presentes em todas as estruturas, com o objetivo de controlar o aparecimento de movimentos torsionais que, pela sua natureza, irão originar distribuições de tensões não uniformes na estrutura. Assim, o EC8 afirma que são claramente vantajosas as disposições em que os principais elementos de contraventamento do edifício são distribuídos perto da periferia do edifício, tal como o representado de seguida:

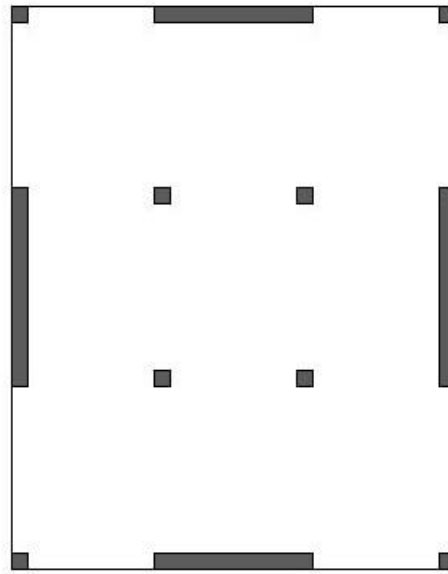


Fig. 3.6 - Exemplo de distribuição dos elementos estruturais verticais. (Sampaio, 1995)

- Ação de diafragma ao nível dos pisos

Os pavimentos dos edifícios têm um papel muito importante no comportamento sísmico global da estrutura, pelo que devem ser dotados de adequados níveis de rigidez e resistência no plano, bem como possuir ligações eficazes aos sistemas estruturais verticais, de modo a transmitir-lhes as forças de inércia resultantes da ação sísmica.

No que diz respeito a diafragmas em betão, o regulamento afirma que para que o comportamento de uma laje maciça em betão armado possa ser assemelhado a um diafragma, a mesma deverá apresentar uma espessura igual ou superior a setenta milímetros e possuir a armadura mínima preconizada pela EN 1992-1 em ambas as direções ortogonais horizontais.

- Fundação adequada

O projeto, construção e ligação das fundações à superestrutura assume um papel fundamental no comportamento das estruturas à ação sísmica, e, segundo o ponto 4.2.1.6 do EC8, deve assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício.

3.4.3. PRINCÍPIOS ORIENTADORES NO PROJETO

Em termos de projeto, a rigidez da estrutura não deve ser excessivamente alta nem excessivamente reduzida. Por um lado, as estruturas devem ser flexíveis a fim de reduzir a sua sensibilidade aos sismos, mas por outro, não devem ser demasiado flexíveis, na medida em que tal agrava os efeitos de 2.^a ordem. (Jacinto, 2014)

Por último, será desejável afastar a frequência da estrutura o mais possível da frequência expectável da ação sísmica, de modo a evitar fenómenos de ressonância, os quais provocam grandes amplitudes do movimento na estrutura, com o consequente desenvolvimento de grandes esforços nos elementos resistentes.

4

Regulamentação sísmica

4.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Na eventualidade da ocorrência de um sismo, o projeto de estruturas deverá assegurar um bom desempenho sísmico do edifício, com o objetivo de minimizar as perdas sociais e económicas. Assim, podemos apontar como principais objetivos do projeto de estruturas relativamente à ação sísmica, os seguintes:

- Proteção das vidas humanas;
- Limitação dos danos nas estruturas;
- Continuidade de operacionalidade das principais instalações de proteção civil, como hospitais e edifícios dos bombeiros.

Neste sentido, em 2008 a União Europeia lançou um conjunto de documentos de referência, os quais são o resultado de um processo conjunto de aglomerar e harmonizar as diferentes tradições de projeto utilizadas nos estados membros, com o objetivo de uniformizar os níveis de segurança da construção em todo o espaço europeu. Este conjunto de disposições vêm substituir, ainda que de forma gradual, o regulamento de projeto estrutural em vigor em Portugal – o RSA –, tendo introduzido alterações significativas no dimensionamento estrutural no que se refere à ação sísmica, sendo por isso pertinente estudar e comparar ambos os regulamentos.

No caso da ação sísmica foi criado o Eurocódigo 8, que subdivide o conjunto de regras de projeto em seis partes distintas, a saber:

Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;

Parte 2: Pontes;

Parte 3: Avaliação e reforço de edifícios;

Parte 4: Silos, reservatórios e condutas enterradas;

Parte 5: Fundações, estruturas de contenção e aspetos geotécnicos;

Parte 6: Torres, mastros e chaminés.

De salientar que no presente trabalho apenas a Parte 1 do EC8 será alvo de estudo e análise.

4.2. ASPETOS REGULAMENTARES – EC8 VS RSA

4.2.1. AÇÃO SÍSMICA

Em ambos os regulamentos analisados na presente investigação a definição da ação sísmica é realizada com recurso a espectros de resposta, preconizados em função da localização da estrutura e do tipo de terreno onde se insere.

O RSA preconiza dois tipos de ações sísmicas a considerar em projeto, a saber:

- Ação sísmica Tipo 1 – Correspondente a um sismo próximo;
- Ação sísmica Tipo 2 – Correspondente a um sismo afastado.

O EC8 refere que, à semelhança do previsto no RSA, o dimensionamento de estruturas em Portugal Continental deve ser feito considerando dois tipos de ação sísmica, entre elas:

- Ação sísmica Tipo 1 - Correspondente a um sismo afastado;
- Ação sísmica Tipo 2 - Correspondente a um sismo próximo.

Nos arquipélagos da Madeira e Açores apenas é necessário considerar a ação sísmica tipo 1 e 2, respetivamente.

A necessidade da consideração de dois tipos de ações sísmicas no dimensionamento de estruturas em Portugal prende-se com o facto de existirem dois cenários de geração de eventos sísmicos completamente distintos: um cenário designado de “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica, e um cenário designado de “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental ou arquipélago dos Açores.

Os sismos afastado e próximo são ricos em baixas e altas frequências, respetivamente, daí que, para uma estrutura em particular, não se saber à partida qual o tipo de sismo condicionante. Segundo (Jacinto, 2014), estruturas mais rígidas tendem a ser mais penalizadas pelo sismo próximo e estruturas mais flexíveis pelo sismo afastado.

4.2.2. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO

Todas as estruturas projetadas de acordo com o EC8 devem respeitar dois tipos de exigências distintas, sendo elas:

- Exigência de não colapso

O presente requisito destina-se essencialmente à proteção da vida humana e está relacionado com o Estado Limite Último (ELU). A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. Admite-se que a dimensão dos danos na estrutura possa ser de tal forma elevada que seja economicamente inviável proceder à sua reparação, contudo, a mesma deve possuir resistência suficiente para possibilitar uma evacuação segura e oferecer adequada resistência a réplicas.

Para estruturas correntes, o presente requisito deve ser respeitado tendo em conta uma ação sísmica de referência com 10% de probabilidade de excedência em 50 anos, equivalente a um período de retorno de 475 anos.

- Exigência de limitação de danos

A presente exigência está relacionada com o Estado Limite de Serviço (ELS) e destina-se essencialmente a reduzir as perdas económicas provocadas pelo sismo. A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os da própria estrutura.

Para estruturas correntes, o presente requisito deverá ser respeitado tendo em conta uma ação sísmica de referência com 10% de probabilidade de excedência em 10 anos, equivalente a um período de retorno de 95 anos. Assim, podemos inferir que estamos perante um evento sísmico relativamente frequente.

Comparativamente ao RSA, podemos apontar duas diferenças:

- O RSA considera a ação sísmica como variável e atribui-lhe uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos, equivalente a um período de retorno de 975 anos, valor que poderá ser ainda majorado por um coeficiente parcial de segurança de valor 1.5, na medida em que estamos perante uma ação variável, fixando-se assim nos 3000 anos. Esta constitui uma das grandes diferenças entre os dois regulamentos em estudo, já que estamos perante uma discrepância enorme relativamente aos 475 anos propostos no EC8 e os aproximadamente 3000 anos fixados pelo RSA;
- Ao contrário do EC8, no RSA não existe qualquer requisito associado à limitação dos danos nas estruturas, ou seja, não é necessário efetuar qualquer verificação sísmica para um “estado limite de serviço”. Segundo (Mário Lopes, 2008), tal decorre da evolução da filosofia do projeto sismo-resistente que tem vindo progressivamente a passar de uma preocupação original quase exclusiva de acautelar a segurança das pessoas para uma preocupação mais abrangente de, sem descurar esse objetivo, incorporar também no dimensionamento sísmico objetivos de natureza económica.

4.2.3. ZONAMENTO DO TERRITÓRIO

Em ambos os regulamentos o zonamento sísmico procura representar a perigosidade sísmica associada a cada região do País. O zonamento adotado pelo RSA, representado na figura 4.1, foi estabelecido a partir de estudos de sismicidade, e é independente do tipo de ação sísmica a analisar, sendo o território nacional dividido em quatro regiões distintas, A, B, C e D, onde A representa uma zona com maior perigosidade sísmica, e D uma zona menos gravosa.

O EC8 prevê que sejam as autoridades nacionais de cada país a definir o zonamento sísmico do seu território, dividindo o mesmo em zonas de sismicidade semelhante. Assim, segundo o anexo nacional Português, o território nacional deverá ser dividido em zonas sísmicas de acordo com a perigosidade sísmica e para um período de retorno de 475 anos. Podemos observar ainda que a introdução deste regulamento procura corrigir uma anomalia conceptual observada no RSA, que considerava o mesmo zonamento para dois cenários de ocorrência sísmica completamente distintos. Tal não está completamente correto, na medida em que teremos diferentes posições do epicentro do sismo consoante se trate de um sismo próximo ou afastado, o que naturalmente afetará de forma distinta as diversas zonas que compõem o território nacional. Desta forma, ao realizar uma distinção consoante a ação sísmica em causa, o EC8 apresenta um zonamento sísmico mais completo, o qual é representado na figura 4.1.

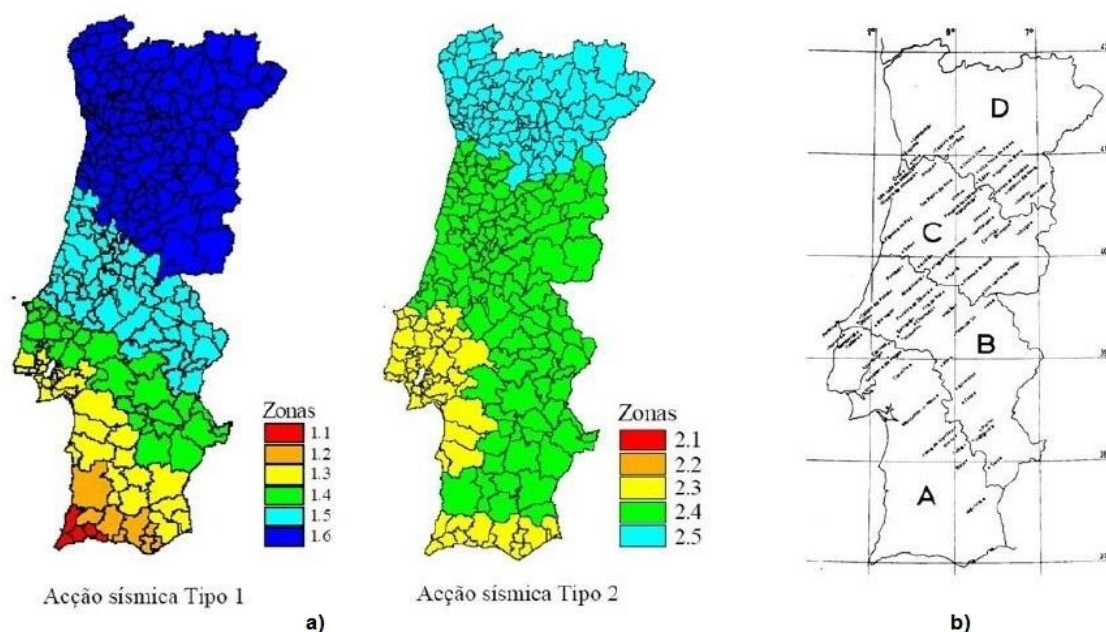


Fig. 4.1 - Zonamento do território continental preconizado por: a) EC8 (EN, 1998) e b) RSA (de Segurança, 1983).

4.2.4. TIPOS DE TERRENO

Numa análise sísmica a influência do solo de fundação é elevada e deverá ser tida em conta. O RSA preconiza uma qualificação pouco objetiva para os diferentes tipos de terreno, e, quanto à natureza dos mesmos, são definidos três tipos distintos, do mais rijo para o mais brando, respetivamente:

Quadro 4.1- Tipos de terreno de acordo com o RSA.

Tipo de terreno	Natureza do solo
I	Rocha e solos coerentes rijos
II	Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; Solos incoerentes compactos
III	Solos coerentes moles e muito moles; Solos incoerentes soltos

A classificação dos tipos de terreno segundo o EC8 é feita em função de parâmetros geotécnicos objetivos e mensuráveis, tais como o nº de pancadas no ensaio SPT (N_{SPT}), a velocidade de propagação das ondas de corte no solo ($V_{s,30}$) e a coesão não-drenada (c_u) no caso de solos argilosos, o que, aliado a uma descrição do perfil estratigráfico mais detalhada, conduz a uma classificação mais precisa. No quadro abaixo estão representados todos os tipos de terrenos propostos pelo EC8, sendo os dois últimos casos especiais, onde será necessário efetuar estudos especiais para a definição da ação sísmica nesse local.

Quadro 4.2 - Tipos de terreno de acordo com o EC8.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15 - 50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10-20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S ₁			

O efeito dos terrenos na ação sísmica à superfície está intrinsecamente relacionado com o valor da própria ação sísmica, visto que a intensidade dessa ação pode modificar as características mecânicas dos

terrenos atravessados, nomeadamente a deformabilidade e o amortecimento, e assim influenciar a amplificação que os terrenos podem induzir no movimento à superfície.

Comparando ambos os regulamentos em estudo, podemos estabelecer a seguinte relação entre eles:

$$\text{Solo Tipo I (RSA)} \rightarrow \begin{cases} \text{Solo Tipo A} \\ \text{Solo Tipo B} \end{cases} \text{ (EC8)}$$

$$\text{Solo Tipo II (RSA)} \rightarrow \text{Solo Tipo C (EC8)}$$

$$\text{Solo Tipo III (RSA)} \rightarrow \text{Solo Tipo D (EC8)}$$

$$\text{sem correspondência} \rightarrow \text{Solo Tipo E, S}_1 \text{ e S}_2 \text{ (EC8)}$$

Fig. 4.2 - Correspondência entre os tipos de terrenos preconizados por ambos os regulamentos. (Lopes, 2007)

4.2.5. CLASSES DE IMPORTÂNCIA

Com o objetivo de realizar uma diferenciação entre estruturas de importância distintas na ocorrência de um sismo, o EC8 introduz o conceito de classes de importância, sendo atribuídas em função de vários aspetos, nomeadamente:

- Consequências do colapso em termos de vidas humanas;
- Importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo;
- Consequências sociais e económicas do colapso.

No quadro seguinte apresentam-se as quatro classes de importância sugeridas pelo EC8, bem como os respetivos coeficientes de importância associados a cada uma delas:

Quadro 4.3 - Classes de importância e respetivos coeficientes de importância, γ_i , preconizadas pelo EC8.

Classe	Descrição	Ação sísmica tipo 1	Ação sísmica tipo 2	
			Continente	Açores
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	0,65	0,75	0,85
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	1,00	1,00	1,00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,45	1,25	1,15
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	1,95	1,50	1,35

De uma forma análoga, o REBAP prevê a distinção entre os vários edifícios consoante a sua importância aquando da ocorrência de um sismo, contudo, a forma como o aborda é completamente distinta do EC8: enquanto este afeta diretamente o valor da ação sísmica na combinação de ações, em que, para estruturas de grande importância, se majora a ação sísmica por coeficientes maiores que a unidade, obrigando a um dimensionamento mais severo, segundo o REBAP, todo este conceito é tido em consideração, mais uma vez, no caso de projeto de construções com funções vitais, através da redução em 30% do coeficiente de comportamento, de modo a se chegar a valores de esforços mais elevados e consequentemente a um dimensionamento mais rigoroso. (Lopes, 2007)

4.2.6. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

A capacidade dos sistemas estruturais resistirem às ações sísmicas no domínio não linear permite, em geral, efetuar o seu cálculo para resistirem a forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear. Desta forma, para a imensa maioria das estruturas que na sua vida útil poderão ser sujeitas a ações sísmicas de grande intensidade, o dimensionamento em regime linear não é viável, na medida em que a possibilidade de tirar partido do comportamento não linear dos materiais conduz a soluções mais interessantes do ponto de vista económico.

O REBAP, de acordo não só com a classe de ductilidade a adotar mas também em função do tipo de estrutura a projetar, estabelece limites para os valores do coeficiente de comportamento:

Quadro 4.4 - Valores limites dos coeficientes de comportamento de acordo com o RSA.

Esquema estrutural	Classe de ductilidade	
	Ductilidade normal	Ductilidade melhorada
Estruturas em pórtico	2,5	3,5
Estruturas mistas pórtico-parede	2,0	2,5
Estruturas-parede	1,5	2,0

Analogamente ao RSA, o EC8 faz uma distinção entre os vários tipos de estruturas, contudo, este último classifica as estruturas de betão em seis tipos distintos, em função do seu comportamento face às ações sísmicas horizontais:

- Sistema porticado;
- Sistema misto;
- Sistema de paredes acopladas;
- Sistema de paredes não acopladas;
- Sistema torsionalmente flexível;
- Sistema de pêndulo invertido.

O valor superior do coeficiente de comportamento q deve ser determinado para cada direção de cálculo através da expressão:

$$q = q_0 * k_w \geq 1,5 \quad (4.1)$$

Em que:

q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade;

k_w – Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, o qual varia entre 0,5 para sistemas de paredes e 1,0 para sistemas porticados ou mistos.

Os valores básicos do coeficiente de comportamento, q_0 , encontram-se reproduzidos no quadro 4.5, para cada tipo de sistema estrutural:

Quadro 4.5 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura.

Sistema estrutural	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
Porticado, misto ou de parede acopladas	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Paredes não acopladas	3,0	2,5
Torsionalmente flexível	2,0	3,0
Pêndulo invertido	1,5	2,0

Os parâmetros α_1 e α_u são definidos como os valores pelos quais a ação sísmica horizontal de cálculo, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo, deve ser multiplicada para, respetivamente:

- Ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura;
- Formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura.

Para edifícios regulares em planta, o EC8 sugere a utilização de valores aproximados de α_u/α_1 :

Quadro 4.6 - Valores aproximados de α_u/α_1 para edifícios regulares em planta.

Sistema estrutural	Condicionantes	Valores de α_u/α_1
Porticado ou misto equivalente a pórtico	Edifícios de um só piso	1,1
	Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo	1,2
	Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos	1,3
Parede ou misto equivalente a parede	Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal	1,0
	Outros sistemas de paredes não acopladas	1,1
	Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas	1,2

4.2.7. DISSIPACÃO DE ENERGIA E CLASSES DE DUCTILIDADE

Segundo (Brito e Gomes, 1996), a classe de ductilidade adotada no projeto tem implicações na quantificação da ação sísmica, através do coeficiente de comportamento, e no cálculo e pormenorização de armaduras, de modo a garantir o nível de ductilidade requerido.

No REBAP são propostos dois níveis de ductilidade para as estruturas:

- Estruturas de ductilidade normal – Limitam-se a cumprir as disposições de projeto e as disposições construtivas que constam nos capítulos X e XI;
- Estruturas de ductilidade melhorada – Além de cumprirem as mesmas disposições das estruturas de ductilidade normal, cumprem ainda o escrito no capítulo XII.

O conceito de dimensionamento presente no EC8 assenta fundamentalmente no princípio do *Capacity Design* (Dimensionamento para capacidade), o qual sugere que o projeto dos edifícios de betão resistentes aos sismos deve assegurar à estrutura uma adequada capacidade de dissipação de energia sem redução substancial da sua resistência global às ações horizontais e verticais. Pertence ao projetista a opção de, tendo em conta as noções de ductilidade e dissipação de energia, dimensionar a estrutura com uma maior resistência e menor ductilidade, ou, pelo contrário, projetar uma estrutura menos resistente mas mais dúctil, onde o comportamento não-linear dos materiais é melhor explorado. Para o efeito, no presente regulamento são definidas três classes de ductilidade distintas, com níveis crescentes de restrição e exigência no que diz respeito ao dimensionamento:

- DCL – “Ductility Class Low” (Ductilidade baixa) – Classe na qual é privilegiada a resistência em detrimento da ductilidade. Como resultado, as estruturas são projetadas e

dimensionadas praticamente sem requisitos adicionais à EN 1992-1-1, a qual é válida para zonas não sísmicas. Admite-se uma resposta em regime elástico, sendo a resposta do edifício às ações sísmicas dada pela resistência dos vários elementos estruturais, e não pela sua ductilidade. Por fim, é lícito admitir um coeficiente de comportamento, q , com o valor máximo de 1,50 uma vez que, numa prática de dimensionamento corrente, é assim assegurada uma sobrerresistência. (Aníbal Costa, 2013)

- DCM – “Ductility Class Medium” (Ductilidade media) – São edifícios de conceção, cálculo e pormenorização conformes às disposições específicas do projeto de resistência aos sismos, permitindo que a estrutura desenvolva mecanismos estáveis associados a uma grande dissipação histerética de energia sob ações repetidas e alternadas sem que ocorram roturas frágeis. Ao contrário da classe anterior, o objetivo passa por efetuar um dimensionamento onde se garantam altos níveis de ductilidade, sendo parte da resposta da estrutura dada em regime não linear.
- DCH – “Ductility Class High” (Ductilidade alta) – Apesar de corresponder à mesma filosofia da classe anterior, procuram-se cumprir critérios e níveis ainda mais exigentes relativamente aquela, atingindo-se níveis ainda mais elevados quer de ductilidade quer de plasticidade. Como consequência, envolve maior esforço da parte do projetista no que diz respeito a requisitos de dimensionamento e pormenorização dos elementos construtivos dissipativos de energia.

O Anexo nacional admite a utilização da classe DCL, para além dos casos de baixa sismicidade, a edifícios regulares e de classe de importância não superior a II. No entanto, nessas situações, recomenda que, sem modificar os valores dos coeficientes de comportamento, sejam adotadas algumas disposições previstas para outras classes de ductilidade, nomeadamente no que diz respeito a restrições geométricas e disposições construtivas com o objetivo de aumentar a ductilidade das estruturas.

Comparando ambos os regulamentos, pode ser estabelecida a seguinte correspondência:

Quadro 4.7 - Correspondência entre as classes de ductilidade propostas por ambos os regulamentos.

Classes de ductilidade	
EC8	RSA
DCL	Ductilidade normal
DCM	Ductilidade melhorada
DCH	-

4.2.8. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

A regularidade estrutural de um edifício condiciona não só o tipo de análise sísmica como também o modelo estrutural a adotar. O RSA indica que as análises simplificadas estáticas com modelos planos são reservadas aos edifícios designados por correntes, descritos geralmente de uma forma qualitativa. O EC8 vem aprofundar esta temática, substituindo o conceito de ‘edifícios correntes’ por ‘edifícios regulares’, apresentando condições que as estruturas devem satisfazer por forma a apresentar regularidade em planta ou altura.

4.2.8.1. Critérios de regularidade em planta

De acordo com o disposto em 4.2.3.2 do EC8, para que um edifício possa ser considerado regular em planta, deverá satisfazer as condições indicadas de seguida:

- No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;
- A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Caso existam recuos em relação a essa linha, poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetaram a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não for superior a 5% da área do piso. Desta forma, as formas L, C, H, I e X em planta devem ser cuidadosamente examinadas;
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos;
- A esbelteza em planta do edifício, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, não deve ser superior a 4, em que L_{\max} e L_{\min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais;
- A cada nível e para cada direção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem verificar as duas condições seguintes, expressas para a direção de cálculo y :

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (4.2)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.3)$$

Em que:

e_{0x} – Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_x – Raio de torção, definido como a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y ;

l_s – Raio de giração da massa do piso em planta.

4.2.8.2. Critérios de regularidade em altura

De acordo com o disposto em 4.2.3.3 do EC8, para que um edifício possa ser considerado regular em altura, deverá satisfazer as condições indicadas de seguida:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos devem ser contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso devem permanecer constantes ou apresentar uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;

- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes;
- Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
 - a) No caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo (Fig.4.3 a e b);
 - b) No caso de um único recuo localizado nos 15% inferiores a altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior (Fig.4.3 c). Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75% da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;
 - c) No caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior (Fig.4.3 d).

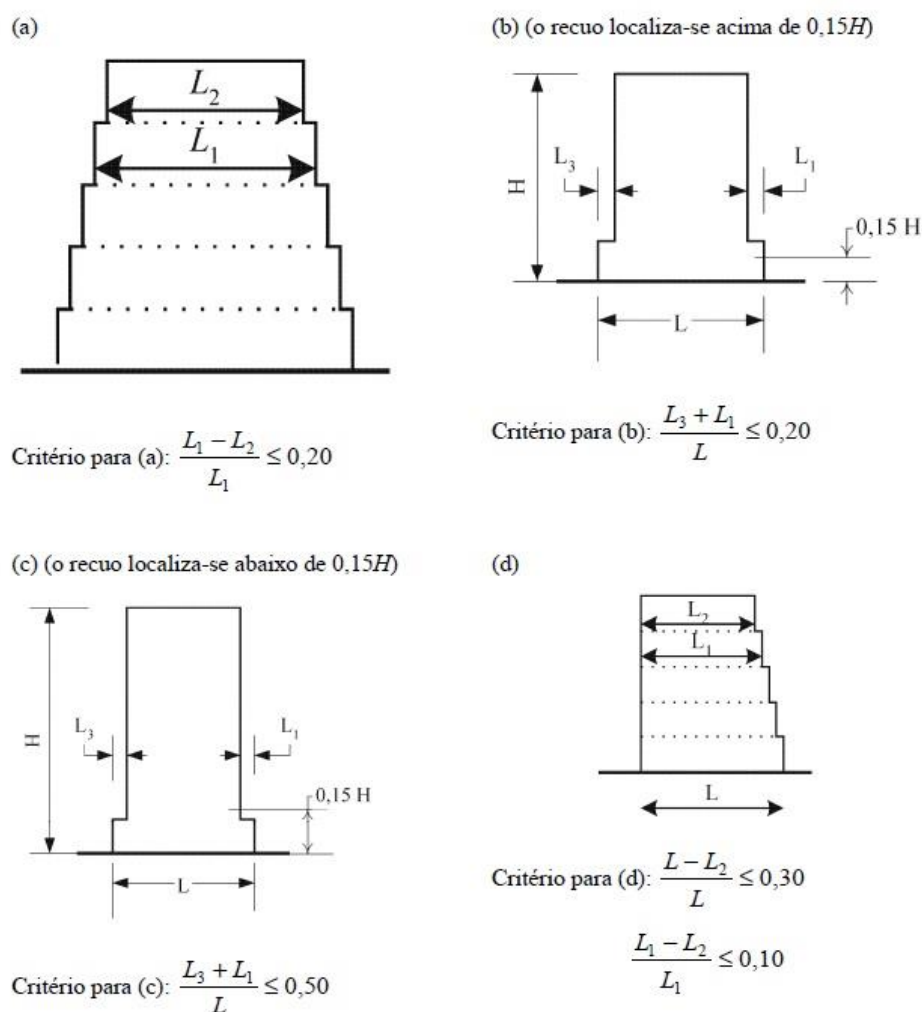


Fig. 4.3 - Critérios de regularidade em altura dos edifícios com recuos.

4.2.9. ESTIMATIVAS DA FREQUÊNCIA DO MODO FUNDAMENTAL DE ESTRUTURAS

A determinação do período de vibração das estruturas constitui um passo importante para a avaliação do seu comportamento durante o sismo. Numa fase inicial não é conhecido o período de vibração ou a frequência de uma determinada estrutura, pelo que o RSA e o EC8 fornecem métodos analíticos e experimentais para a sua determinação, nomeadamente expressões empíricas que relacionam características do edifício a projetar, como a sua altura ou número de pisos, com o período de vibração ou frequência do mesmo.

4.2.9.1. RSA

- Métodos empíricos

De acordo com o disposto no artigo 31 do presente código, no caso de edifícios, a frequência própria poderá ser estimada a partir das expressões apresentadas de seguida:

Quadro 4.8 - Estimativa da frequência própria fundamental de várias estruturas, de acordo com o RSA.

Estrutura tipo	Frequência própria fundamental [Hz]
Pórtico	$f = \frac{12}{n}$
Mistas pórtico-parede	$f = \frac{16}{n}$
Parede	$f = \frac{6b}{h}$

Em que:

n – Número de pisos acima do nível do terreno;

b – Dimensão em planta do edifício segundo a direção considerada;

h – Altura do edifício acima do mesmo nível.

A caracterização do tipo de estrutura é feita através do parâmetro ρ_i , que corresponde à razão entre a rigidez dos elementos verticais e horizontais que são adjacentes ou existem no piso i, resultando na seguinte classificação:

- $\rho_i < 10 \rightarrow$ Estrutura em pórtico
- $10 < \rho_i < 100 \rightarrow$ Estrutura em pórtico-parede
- $\rho_i > 100 \rightarrow$ Estrutura em parede

- Métodos analíticos

Para estruturas planas correntes a sua resposta à ação sísmica é comandada essencialmente pelo primeiro modo de vibração, sendo a contribuição dos restantes praticamente desprezável. O método de Rayleigh, passível de ser utilizado como uma aproximação da frequência fundamental da estrutura, afirma que a deformada da estrutura provocada por forças horizontais iguais ao peso da estrutura produz uma deformada semelhante ao primeiro modo de vibração, sendo o valor da frequência fundamental dado por:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g * \sum_i F_i d_i}{\sum_i F_i d_i^2}} \quad (4.4)$$

Em que:

g – Valor da aceleração da gravidade;

F_i – Força cuja intensidade é igual ao peso da massa i ;

d_i - Deslocamento provocado na estrutura pelas forças F_i atuando simultaneamente na direção em relação à qual se está a determinar a frequência própria.

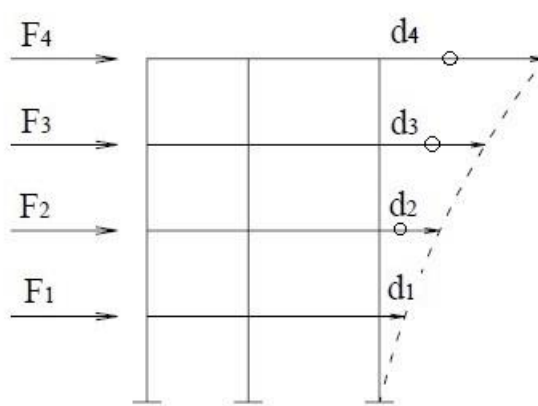


Fig. 4.4 - Peso de cada piso a atuar na estrutura sob a forma de forças horizontais.

4.2.9.2. EC8

- Métodos empíricos

A cláusula 4.3.3.2.2 (3) contempla um conjunto de expressões empíricas que relacionam o período de vibração da estrutura com a sua altura ou deslocamento elástico lateral do topo do edifício devido à aplicação de forças gravíticas na direção horizontal.

Para edifícios com altura até 40 m, um valor aproximado de T_1 , em segundos, poderá ser obtido pela seguinte expressão:

$$T_1 = C_t * H^{3/4} \quad (4.5)$$

Em que:

$C_t = 0.085$ - Para pórticos espaciais metálicos;

$C_t = 0.075$ – Para pórticos espaciais de betão e de pórticos metálicos com contraventamentos excêntricos;

$C_t = 0.050$ - Para todas as outras estruturas;

H – Altura do edifício, em m, desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida.

No caso de estruturas com paredes de contraventamento de betão ou de alvenaria, o valor C_t da expressão anteriormente apresentada poderá ser tomado igual a:

$$C_t = 0.075 / \sqrt{A_c} \quad (4.6)$$

Em que:

$$A_c = \sum [A_i * \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H}\right)^2\right)]$$

e

A_c – Área efetiva total das paredes de contraventamento no primeiro piso do edifício, em m²;

A_i – Área efetiva da secção transversal da parede de contraventamento i na direção considerada no primeiro piso do edifício, em m²;

H – Altura do edifício, em m, desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

l_{wi} – Comprimento da parede de contraventamento i no primeiro piso, na direção paralela às forças aplicadas, em m, na condição de l_{wi}/H não ser superior a 0.9.

Como alternativa, a cláusula 4.3.3.2.2 (5) fornece uma equação para a estimativa do período fundamental da estrutura, T_1 , a qual se baseia nos deslocamentos elásticos do topo da estrutura, d , devidos à ação das cargas gravíticas aplicadas na direção horizontal, ao nível de cada piso:

$$T_1 = 2 * \sqrt{d} \quad (4.7)$$

Em que:

d – Deslocamento elástico lateral do topo do edifício, em m, devido às forças gravíticas aplicadas na direção horizontal.

- Métodos analíticos

Concordante com o disposto em 4.3.3.2.2, e com o objetivo de determinar o período de vibração fundamental ou a frequência própria de uma estrutura, poderão ser empregues expressões baseadas nos métodos da dinâmica das estruturas, como por exemplo, e à semelhança do preconizado pelo RSA, o método de Rayleigh, descrito em 4.2.9.1.

4.3. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

4.3.1. O CONCEITO DE ESPETRO DE RESPOSTA

A resposta de osciladores de um grau de liberdade, em que se faz variar a massa ou rigidez e, conseqüentemente, a frequência ou período da estrutura, a ações sísmicas traduzidas por acelerogramas representativos de sismos que traduzam a ação sísmica regulamentar permite a obtenção de respostas ao longo do tempo. O valor máximo dessas respostas pode ser traduzido num gráfico que relaciona a frequência (RSA) ou o período (EC8) com a resposta.

Uma vez obtidos os vários espectros correspondentes a registos sísmicos representativos de determinados tipos de sismos, podem também ser traçadas envolventes desses espectros, obtendo-se um espectro que em cada local pode ser considerado uma envolvente das acelerações provocadas nas estruturas pelos vários sismos, eventualmente oriundos das várias fontes sismogénicas, em função do amortecimento da estrutura. Este espectro pode ser utilizado para dimensionar e verificar a segurança de estruturas às ações sísmicas que, com uma dada probabilidade, podem vir a atuar num dado local. (Aníbal Costa, 2013)

4.3.2. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

4.3.2.1. RSA

Segundo o RSA, a caracterização da ação dos sismos pode ser efetuada através de:

- Espectros de resposta (Análise dinâmica);
- Espectros de potência (Análise dinâmica);
- Coeficiente sísmico de referência (Método simplificado de análise estática).

É suficiente verificar a segurança das estruturas em relação a duas ações sísmicas que representem um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (Ação sísmica tipo 1) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (Ação sísmica tipo 2). A ação dos sismos sobre as estruturas é representada por um conjunto de movimentos do terreno, traduzidos por densidades espectrais de potência segundo cada uma das direções principais de atuação do sismo, sendo definidos no Anexo III do RSA, apenas para a zona A.

O RSA abre-nos a porta ainda para uma definição simplificada da ação sísmica, nomeadamente a sua quantificação por meio de espectros de resposta, mas apenas no caso de estruturas em que as frequências de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta estão bem separadas (relação entre duas quaisquer frequências situada fora do intervalo 0.67 a 1.5). Na figura 4.5 encontra-se representado o espectro de resposta para três níveis distintos de amortecimento, 2%, 5% e 10%. O espectro apresentado corresponde a uma ação sísmica do tipo 1, estando definido para uma zona A e um terreno tipo I.

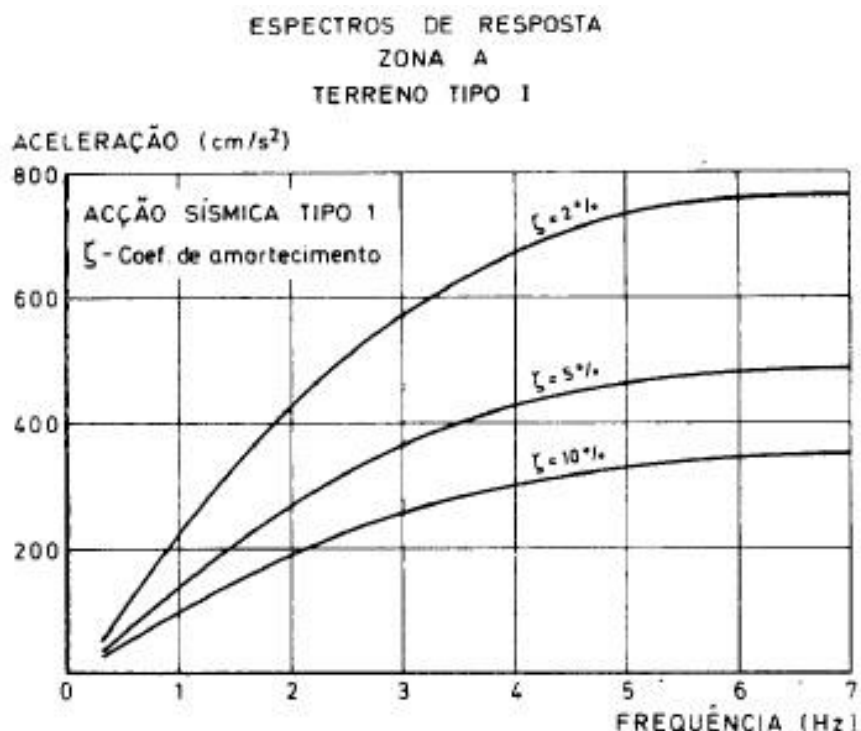


Fig. 4.5 - Espectro de resposta para um sismo próximo, zona A e terreno tipo I (RSA, 1983).

Para as restantes zonas, obtém-se a aceleração multiplicando as ordenadas do respetivo espectro pelo coeficiente de sismicidade da zona em questão, apresentados no Quadro 4.9:

Quadro 4.9 - Valores do coeficiente de sismicidade, α .

Zona sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

4.3.2.2. EC8

Segundo o presente regulamento, o movimento sísmico num dado ponto é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração à superfície do terreno, sendo a sua forma considerada igual para os dois níveis de ação sísmica correspondentes às exigências de não ocorrência de colapso e de limitação de danos.

Os parâmetros definidores da forma do espectro, entre eles o S , T_B , T_C e T_D são dependentes do tipo de terreno e podem ser consultados no Anexo Nacional:

Quadro 4.10 - Valores dos parâmetros espectrais do sismo afastado, segundo o Anexo Nacional do EC8.

Tipo de terreno	S_{\max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,60	2,00
B	1,35	0,10	0,60	2,00
C	1,60	0,10	0,60	2,00
D	2,00	0,10	0,80	2,00
E	1,80	0,10	0,60	2,00

Quadro 4.11 - Valores dos parâmetros espectrais do sismo próximo, segundo o Anexo Nacional do EC8.

Tipo de terreno	S_{\max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,25	2,00
B	1,35	0,10	0,25	2,00
C	1,60	0,10	0,25	2,00
D	2,00	0,10	0,30	2,00
E	1,80	0,10	0,25	2,00

A determinação do parâmetro S é dependente da aceleração sísmica e , graficamente, assume a configuração apresentada na figura que se segue:

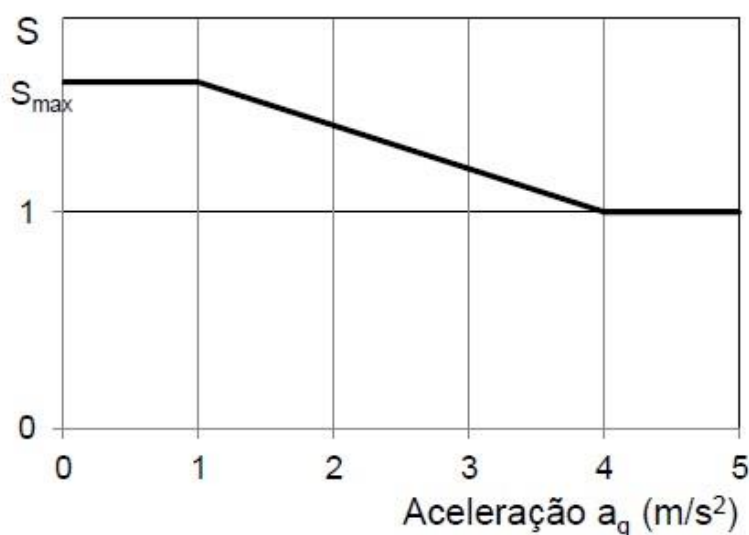


Fig. 4.6 - Evolução do parâmetro S em função da aceleração sísmica.

Analiticamente, o seu cálculo pode ser efetuado de acordo com o Quadro 4.12.

Quadro 4.12 - Valores do parâmetro S, segundo o Anexo Nacional do EC8.

Aceleração sísmica	Parâmetro S
$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$	$S = S_{\text{máx}}$
$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$	$S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}} - 1}{3} (a_g - 1)$
$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$	$S = 1$

Em que:

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em m/s^2 ;

$S_{\text{máx}}$ – Parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3 do Anexo Nacional.

Os valores da aceleração máxima de referência, a_{gr} , são definidos para cada zona sísmica:

Quadro 4.13 - Aceleração máxima de referência a_{gr} nas várias zonas sísmicas.

Ação sísmica tipo 1		Ação sísmica tipo 2	
Zona sísmica	$a_{gr} \text{ (m/s}^2\text{)}$	Zona sísmica	$a_{gr} \text{ (m/s}^2\text{)}$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

O conceito de classe de importância é introduzido no cálculo através do coeficiente de importância, γ_I , parâmetro que ao ser multiplicado pela aceleração máxima de referência, a_{gR} , resulta no valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g :

$$a_g = a_{gR} * \gamma_I \quad (4.8)$$

Em que:

a_{gR} – Valor da aceleração máxima de referência (Quadro 4.13);

γ_I – Coeficiente de importância (Quadro 4.3).

A determinação dos parâmetros previamente referidos permite a obtenção dos diferentes espectros de resposta elástica, os quais adquirem a configuração espectral apresentada na figura 4.7 para situações de diferente sismo-génese.

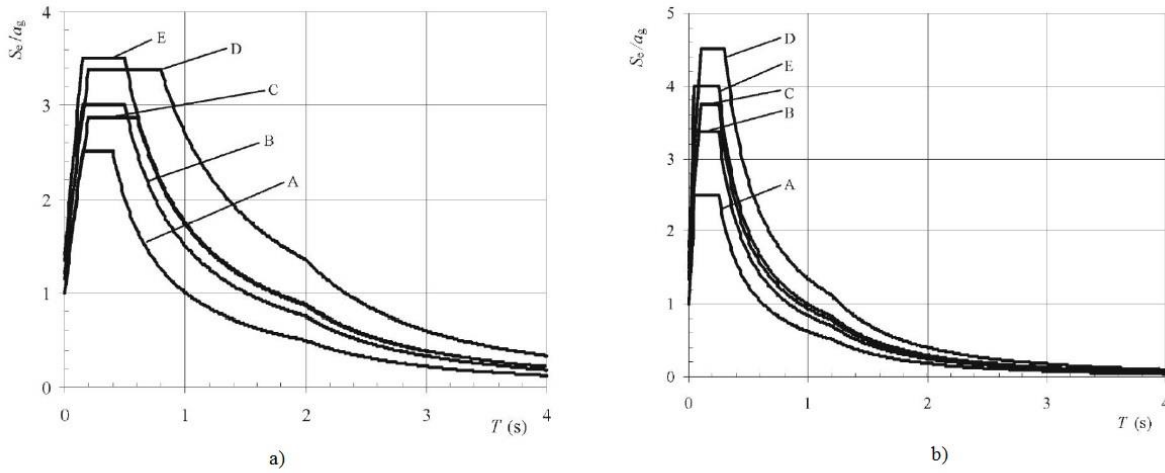


Fig. 4.7 - Espectros de resposta elástica para os vários tipos de terreno e para um sismo: a) Afastado b) Próximo.

Analiticamente, a determinação do espectro de resposta elástica, $S_e(T)$, compreende a aplicação das expressões a seguir apresentadas:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1)\right] \quad (4.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (4.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \quad (4.11)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \quad (4.12)$$

Em que:

$S_e(T)$ – Espectro de resposta elástica;

T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$);

T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – Coeficiente de solo;

η – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (4.13)$$

Em que:

ξ - Amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

Por sua vez, o espectro de cálculo elástico, para as mesmas componentes horizontais, e afetado pelo coeficiente de comportamento, pode ser definido analiticamente por:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.16)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D^2}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.17)$$

Em que:

$S_d(T)$ – Espectro de resposta de cálculo;

a_g , S , T_C e T_D - Definidos em 4.3.2.2;

q – Coeficiente de comportamento, definido em 4.2.6;

β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, numericamente igual a 0.2.

4.3.3. COMBINAÇÃO DOS EFEITOS DAS COMPONENTES DA AÇÃO SÍSMICA

O RSA/REBAP não fornecem qualquer indicação de como os efeitos das componentes da ação sísmica deverão ser combinados.

Por seu turno, o EC8 refere que, em geral, devem ser consideradas as duas componentes horizontais da ação sísmica a atuar simultaneamente. De modo a fornecer uma estimativa segura do valor máximo de cada efeito da ação na estrutura devido às mesmas, poderá ser realizada uma ponderação quadrática efetuada por meio da raiz quadrada da soma dos quadrados, SRSS, da resposta associada a cada um dos espectros, a partir dos quais se derivou a ação sísmica.

Em alternativa ao método de estimativa da resposta global acima exposto, admite-se ainda a utilização de duas combinações que se apresentam nas equações que se seguem.

$$E_D = E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} \quad (4.18)$$

$$E_D = 0,30 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (4.19)$$

Em que:

E_{Edx} - Representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} - Representa os esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura.

4.3.4.COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS AÇÕES

Em ambos os regulamentos estudados, a verificação de segurança em relação aos estados limites últimos envolve uma avaliação comparativa entre os valores de cálculo dos esforços atuantes e o valor de cálculo dos esforços resistentes, dependentes não só do esquema estrutural adotado como também do tipo de materiais utilizados. A verificação consiste em respeitar a condição que se segue:

$$S_d \leq R_d \quad (4.20)$$

Em que:

S_d – Valor de cálculo do esforço atuante;

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente.

No caso do RSA, os valores de cálculo dos esforços atuantes para a verificação da segurança surgem associados a combinações fundamentais que, no caso da ação variável de base ser a ação sísmica, adquire o seguinte aspeto:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (4.21)$$

Em que:

S_{Gik} – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

γ_q – Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis ($\gamma_q = 1.5$);

S_{Ek} – Esforço resultante de uma ação sísmica, tomada com o seu valor característico;

Ψ_{2j} – Coeficiente correspondente à ação variável de ordem j ;

S_{Qjk} – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação base, tomada com o seu valor característico.

Para a determinação da ação sísmica de cálculo, E_d , segundo o EC8, usa-se a combinação apresentada de seguida, onde a ação variável de base é o sismo:

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.22)$$

Em que:

$G_{k,j}$ – Ações permanentes tomadas com os seus valores característicos;

A_{ed} – Valor de cálculo da ação sísmica;

P – Valor característico do pré-esforço;

$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ – Valores reduzidos (combinação quase-permanente) da sobrecarga característica Q_{Ki} . Os coeficientes de combinação são definidos por cada país no respetivo Anexo Nacional.

Da análise da equação anterior, constata-se que, na combinação em que o sismo é a ação variável de base, este não é majorado, o que é coerente com o facto de no Eurocódigo 1 o sismo ser considerado uma ação de acidente. Obviamente que este aspeto terá como consequência o aumento do valor de cálculo da ação sísmica em relação ao atualmente preconizado no RSA, de modo a pelo menos se garantir o mesmo nível de segurança. (Brito e Gomes, 1996)

Confrontando as expressões preconizadas pelos dois regulamentos, podemos aferir que uma das grandes diferenças entre elas prende-se com o facto de no RSA a ação sísmica vir afetada de um coeficiente de segurança numericamente igual a 1.5, enquanto que a expressão do EC8 vem multiplicada pelo coeficiente de importância que, na generalidade dos casos, assume valor unitário. Isto justifica-se não como uma menor exigência, mas pelo simples facto de que os espetros de resposta elásticos preconizados no EC8 virem já majorados 1.5 vezes.

Assim, sempre que se queira comparar os espetros de resposta preconizados por ambos os regulamentos, o espetro do RSA deverá ser multiplicado por 1.5.

4.4. FERRAMENTA DE REPRESENTAÇÃO DESENVOLVIDA

A ferramenta de cálculo elaborada para este capítulo nasce da necessidade de obter uma ferramenta com fins didáticos suficientemente robusta que permita a representação e comparação dos espectros de resposta previstos no RSA e no EC8. De forma a dar resposta a este desafio, foi desenvolvida uma folha em *Excel*, auxiliada por *Visual Basic for Applications (VBA)*, na qual, numa fase inicial, são pedidas algumas informações ao utilizador relacionadas com a estrutura (Fig.4.8), nomeadamente:

- Localização;
- Tipo de terreno;
- Amortecimento;
- Classe de importância;
- Coeficiente de comportamento.



Dados:

Localidade:

EC8							RSA																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Localidade</th> <th colspan="2">Zona sísmica</th> <th colspan="4">Aceleração a_g (m/s^2)</th> </tr> <tr> <th colspan="2"></th> <th colspan="2">Elástico</th> <th colspan="2">Projeto</th> </tr> <tr> <th>A.S. tipo 1 (S. afastado)</th> <th>A.S. tipo 2 (S. próximo)</th> <th>A.S. tipo 1 (S. afastado)</th> <th>A.S. tipo 2 (S. próximo)</th> <th>A.S. tipo 1 (S. afastado)</th> <th>A.S. tipo 2 (S. próximo)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tomar</td> <td>1.5</td> <td>2.4</td> <td>2.40</td> <td>4.35</td> <td>0.96</td> <td>1.74</td> <td>1.74</td> </tr> </tbody> </table>							Localidade	Zona sísmica		Aceleração a_g (m/s^2)						Elástico		Projeto		A.S. tipo 1 (S. afastado)	A.S. tipo 2 (S. próximo)	A.S. tipo 1 (S. afastado)	A.S. tipo 2 (S. próximo)	A.S. tipo 1 (S. afastado)	A.S. tipo 2 (S. próximo)	Tomar	1.5	2.4	2.40	4.35	0.96	1.74	1.74	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Localidade</th> <th rowspan="3">Zona sísmica</th> <th rowspan="3">Coef. Sismicidade α</th> <th colspan="3">Aceleração (m/s^2)</th> </tr> <tr> <th>A.S. tipo 2 (S. afastado)</th> <th>A.S. tipo 1 (S. próximo)</th> <th>Aceleração máxima (m/s^2)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tomar</td> <td>B</td> <td>0.7</td> <td>1.68</td> <td>2.80</td> <td>2.80</td> </tr> </tbody> </table>					Localidade	Zona sísmica	Coef. Sismicidade α	Aceleração (m/s^2)			A.S. tipo 2 (S. afastado)	A.S. tipo 1 (S. próximo)	Aceleração máxima (m/s^2)				Tomar	B	0.7	1.68	2.80	2.80
Localidade	Zona sísmica		Aceleração a_g (m/s^2)																																																					
			Elástico		Projeto																																																			
	A.S. tipo 1 (S. afastado)	A.S. tipo 2 (S. próximo)	A.S. tipo 1 (S. afastado)	A.S. tipo 2 (S. próximo)	A.S. tipo 1 (S. afastado)	A.S. tipo 2 (S. próximo)																																																		
Tomar	1.5	2.4	2.40	4.35	0.96	1.74	1.74																																																	
Localidade	Zona sísmica	Coef. Sismicidade α	Aceleração (m/s^2)																																																					
			A.S. tipo 2 (S. afastado)	A.S. tipo 1 (S. próximo)	Aceleração máxima (m/s^2)																																																			
Tomar	B	0.7	1.68	2.80	2.80																																																			

Tipo de terreno

☐ C Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rijas com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.

☐ II Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos.

Amortecimento ξ (%)

Classe de importância

☐ II Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.

Fig. 4.8 - Alguns parâmetros de entrada necessários para o desenho dos espectros de resposta.

Posteriormente são apresentadas ao utilizador opções diferentes de visualização de resultados, entre elas:

- Espectro de resposta de projeto previsto no EC8;
- Espectro de resposta elástico previsto no EC8;
- Espectro de resposta previsto pelo RSA;
- Espectro de resposta de ambos os regulamentos, onde se representam no mesmo gráfico o espectro elástico do EC8 e o previsto no RSA, multiplicado por 1.5.

A ferramenta possui ainda uma opção em que é possível entender o impacto do tipo de terreno (Fig.4.9), classe de importância ou amortecimento na forma dos espectros.

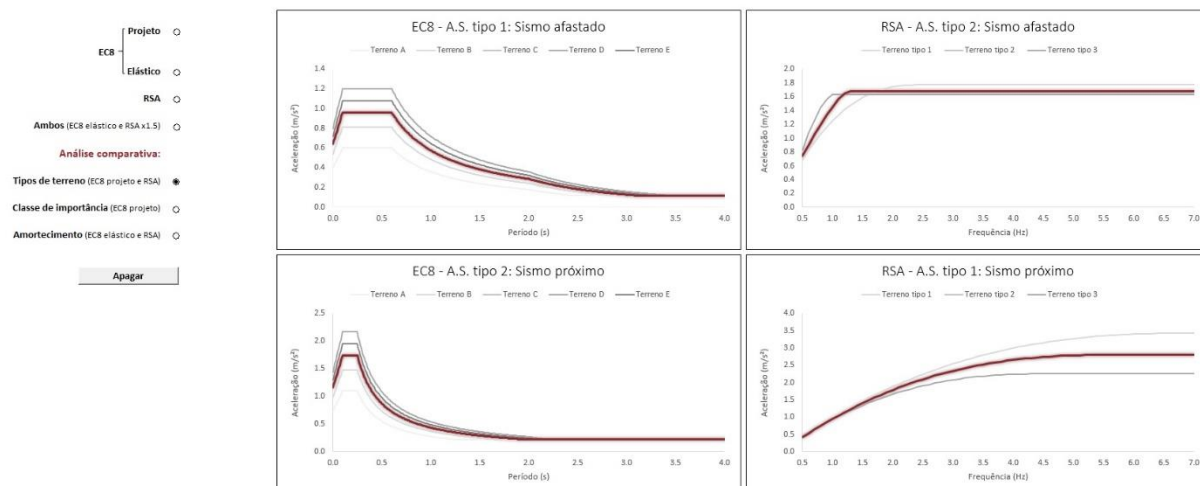


Fig. 4.9 - Impacto do tipo de terreno na forma dos espectros de resposta.

Por último, se o utilizador for conhecedor do período de vibração ou frequência da estrutura, a ferramenta tem um espaço destinado à introdução da mesma com o objetivo não só de desenhar uma linha auxiliar com o seu valor nos espectros de resposta (Fig.4.10), mas também fornecer os valores da aceleração espectral a utilizar e o tipo de ação sísmica condicionante para a estrutura em causa, para cada regulamento (Fig. 4.11).

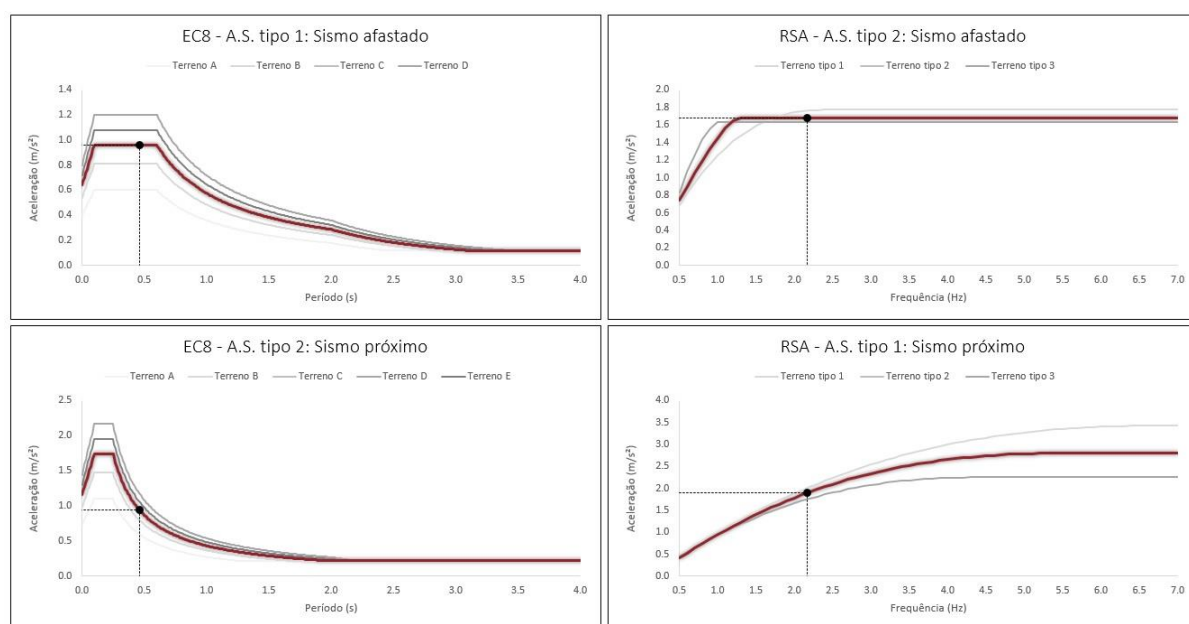


Fig. 4.10 - Linhas auxiliares de visualização gráfica em função do período da estrutura.

Localidade: Tomar

Amortecimento ξ (%): 5

Período (s): 0.46

Frequência (Hz): 2.17 ☒ Ativar visualização gráfica

Nota: Apenas válido para estruturas com período compreendido entre 0.15 e 2 segundos.

EC8

Tipo de terreno: C

Classe de importância: II

Coef. Comportamento (q): 2.5

	A.S tipo 1 (S. afastado)	A.S. tipo 2 (S. próximo)
Aceleração a_g (m/s ²):	0.96	0.94

Ação sísmica condicionante: A.S. tipo 1 - Sismo afastado

Aceleração máxima (m/s²): 0.96

Fig. 4.11 - Ação sísmica condicionante e respetiva aceleração máxima para uma dada estrutura, segundo o EC8.

5

Análise sísmica de estruturas

5.1. ASPETOS GERAIS

A verificação da segurança à ação sísmica envolve, numa fase inicial, a determinação dos efeitos da ação sísmica sobre a estrutura e, posteriormente, verificar que a mesma tem adequada capacidade resistente, caso sejam esforços internos que possam afetar a integridade da estrutura, ou se são aceitáveis, caso sejam grandezas cinemáticas como deslocamentos ou acelerações.

Os métodos de análise sísmica preconizados no RSA fazem parte de uma classe de metodologias denominada de Métodos de Dimensionamento Baseado em Forças, “Force Based Design Methods”, onde a análise sísmica de edifícios é feita admitindo comportamento linear dos materiais, dividindo posteriormente os resultados obtidos por coeficientes de comportamento com o objetivo de ter em conta o comportamento não linear da resposta à ação sísmica. Neste tipo de abordagens os coeficientes de segurança das ações afetam todos os esforços atuantes em todas as zonas da estrutura da mesma forma, pelo que as margens de segurança são iguais para todas as secções de todos os elementos estruturais. Desta forma, neste tipo de abordagens a cedência ou rotura pode ocorrer em qualquer secção de qualquer elemento estrutural, pelo que não se controla o modo de rotura. (Mário Lopes, 2008)

A filosofia de dimensionamento presente no EC8 corresponde ao Dimensionamento por Capacidade Resistente, “Capacity Design”, no qual se força a estrutura a ter um determinado comportamento estrutural independentemente de se conhecer ou não as características de uma possível ocorrência sísmica que nela possa vir a atuar. A forma de o fazer prende-se com o controlo do seu comportamento não linear, nomeadamente a formação hierárquica de rótulas plásticas em determinadas zonas da estrutura, conferindo-lhes níveis adequados de ductilidade por forma a criar um mecanismo de dissipação de energia estável e adequado. Segundo (Mário Lopes, 2008), a forma de o fazer prende-se com:

- 1) Dimensionar as zonas da estrutura que se pretende manter em regime elástico com um excesso de resistência em relação às zonas a plastificar;
- 2) Garantir a ductilidade das zonas plásticas.

5.2. TIPOS DE ANÁLISES SÍSMICAS

O dimensionamento e análise sísmica de uma estrutura pode ser feita recorrendo a diversos tipos de modelos e análises sísmicas, com graus de rigor e complexidade distintos.

O EC8 impõe limites muito restritivos ao recurso a análises estáticas planas em edifícios correntes em regiões sísmicas. Segundo (de Brito e Lopes), os critérios aí impostos em termos de regularidade estrutural incidem na importância relativa dos efeitos da torção global do edifício nos deslocamentos totais do mesmo. Por sua vez, o RSA alarga a aplicação dos métodos simplificados a um maior número de estruturas, contudo, de forma a tê-lo em conta, preconiza excentricidades regulamentares mais gravosas comparativamente às previstas no EC8.

O EC8 admite várias opções para proceder à análise estrutural de edifícios sob o efeito da ação sísmica, apresentando-as de uma forma bastante sistematizada. A adoção dos diferentes modelos estruturais, métodos de análise e coeficientes de comportamento a utilizar no cálculo de determinada estrutura está condicionada pela regularidade em planta e altura da mesma, de acordo com o quadro apresentado de seguida:

Quadro 5.1 - Modelos estruturais e métodos de análise a adotar em função da regularidade da estrutura, segundo o EC8.

Regularidade		Modelo estrutural	Método de análise	Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura			
Sim	Sim	Plano	Estático (Forças horizontais)	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal (Dinâmico)	Valor reduzido em 20 %
Não	Sim	Espacial	Estático (Forças horizontais)	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal (Dinâmico)	Valor reduzido em 20 %

De forma a avaliar o comportamento sísmico de edifícios, o regulamento permite ao projetista utilizar os seguintes métodos de análise:

Análises lineares:

- Análise por forças laterais;
- Análise modal por espectro de resposta.

Análise não lineares:

- Análise estática não linear (*Pushover*);
- Análise (dinâmica) temporal não linear.

No quadro 5.2 apresentam-se, por ordem crescente de complexidade, alguns tipos de análises sísmicas bem como os respetivos modelos estruturais e materiais a adotar.

Quadro 5.2 - Alguns tipos de análises sísmicas e respetivos modelos estruturais.

Tipo de análise	Modelo estrutural	Modelo material	Comentário
Estática (Mét. Simplificados)	Plano (1 g.l./pisos) + correção da torção	Comportamento elástico linear	Reservado para estruturas regulares, claramente dominadas pelo 1º modo de vibração.
Dinâmica (Análise modal)	Plano (1 g.l./pisos) + correção da torção	Comportamento elástico linear + coef. comportamento	Metodologia adequada para projeto.
Dinâmica (Análise modal)	Tridimensional (3 g.l./pisos)	Comportamento elástico linear + coef. comportamento	Nº razoavelmente baixo de g.l. (3 x nº de pisos), consideração de comportamento 3D.
Dinâmica (Integração passo-a-passo no tempo)	Tridimensional (6 g.l./nó ou 3 g.l./pisos)	Comportamento não linear	Pouco prático, elevado nº de g.l. e dificuldade de analisar e sistematizar resultados.

5.3. MÉTODOS DE CÁLCULO DE FORÇAS SÍSMICAS

Dos métodos clássicos habitualmente considerados em Portugal, associados ao RSA e REBAP, são apresentados o método de Rayleigh e o método simplificado de análise estática. Relativamente ao EC8, apresenta-se o método de análise por forças laterais. A utilização de métodos não lineares surge fora do âmbito da presente dissertação, pelo que se recomenda a seguinte bibliografia: (Bhatt, 2007).

5.3.1. MÉTODO DE RAYLEIGH

É possível demonstrar que o valor máximo das forças de inércia é atingido para

$$f_{Ii,máx} = M_i w^2 d_i \quad (5.1)$$

Em que:

M_i – Massa do piso i ;

w – Frequência angular da estrutura;

d_i – Deslocamentos do andar i .

Segundo (Romão, 2002), atendendo a que no presente método, tal como explicado em 4.2.9.1, os deslocamentos máximos de cada piso d_i são calculados por forças fictícias que tomam o valor do peso de cada piso, e que tal corresponde a admitir a aceleração gravítica g aplicada à massa da estrutura, se em vez de g tivermos uma aceleração máxima espectral $S_a(f;\xi)$, obtida a partir de espectros de resposta regulamentares, as correspondentes forças de inércia são obtidas por:

$$f_{Si} = \frac{S_a(f; \xi)}{g} M_i w^2 d_i \quad (5.2)$$

Em que:

$S_a(f; \xi)$ – Aceleração máxima espectral;

g – Aceleração da gravidade;

M_i – Massa do piso i ;

w – Frequência angular da estrutura;

d_i – Deslocamentos do andar i .

O cálculo da estrutura para estas forças, afetadas do coeficiente de comportamento para ter em conta o comportamento não linear da estrutura, permite determinar a sua resposta à ação sísmica.

5.3.2. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISE ESTÁTICA

O RSA permite a utilização de métodos simplificados de análise estática, os quais permitem determinar com aproximação suficiente os esforços devidos à ação sísmica. A metodologia consiste em aplicar à estrutura forças estáticas que atuam separadamente segundo as direções em que a estrutura se desenvolve, sendo a determinação dos seus efeitos feita considerando comportamento linear da estrutura.

Poderá ser utilizada uma análise estática equivalente no caso de edifícios que satisfaçam as condições a seguir expressas:

- Não apresentar, em planta, distribuições desproporcionadas entre a massa e a rigidez;

Em termos práticos, esta condição considera-se satisfeita quando, para cada piso, a distância entre o centro de massa e o centro de rigidez não exceda 15% da dimensão do edifício segundo a direção perpendicular à das forças consideradas. O centro de rigidez de um piso pode ser definido como o ponto em que a aplicação de uma força horizontal origina deslocamentos apenas de translação.

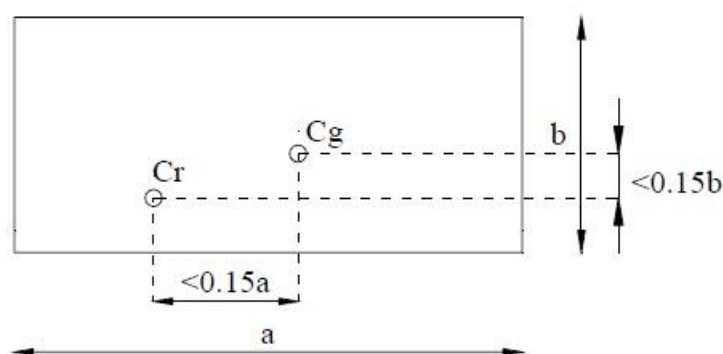


Fig. 5.1 - Condição de distribuição proporcionada da massa e rigidez em planta. (Romão, 2002)

- Não apresentarem, no seu desenvolvimento em altura, grandes variações de massa ou de rigidez;
- Ter uma estrutura em malha ortogonal e não demasiado deformável;

De um modo geral, esta condição pode ser verificada se a frequência fundamental da estrutura verificar as expressões seguintes:

$$f > 0.5 \text{ Hz} \quad (5.3)$$

ou

$$f > \frac{8}{n} \text{ Hz} \quad (5.4)$$

Em que:

n – Número de pisos da estrutura.

- As lajes dos pisos devem ter tal rigidez que possam considerar-se como diafragmas indeformáveis no seu plano.

Antes de apresentar a fórmula sugerida no RSA para a quantificação e distribuição das forças estáticas, será importante clarificar o conceito de coeficiente sísmico que, de acordo com o artigo 31 do RSA, é, segundo uma dada direção, um coeficiente que multiplicado pelo valor das ações gravíticas correspondentes às cargas permanentes e ao valor quase permanente das cargas variáveis, define o valor caraterístico da resultante global das forças estáticas.

O valor do coeficiente sísmico, β , procura traduzir a influência das propriedades dinâmicas do terreno e da estrutura na resposta desta à ação dos sismo, estando limitado a um valor mínimo e máximo de 0.04α e 0.16α , respetivamente. O seu cálculo poderá ser feito através de:

$$\beta = \beta_0 \frac{\alpha}{\eta} \quad (5.5)$$

Em que:

β_0 – Coeficiente sísmico de referência, que depende das caraterísticas do terreno e da frequência própria fundamental da estrutura na direção considerada;

α – Coeficiente de sismicidade, que depende da zona sísmica em que se localizada a construção;

η – Coeficiente de comportamento, que depende do tipo de estrutura e correspondentes caraterísticas de ductilidade.

Os valores do coeficiente sísmico de referência, β_0 , representam uma envolvente simplificada dos espectros de resposta, e encontram-se apresentados no artigo 31.2, mais precisamente no quadro II, o qual se reproduz de seguida:

Quadro 5.3 - Valores do coeficiente sísmica de referência, β_0 .

Tipo de terreno	Frequência da estrutura [Hz]	β_0
I	$0.5 \leq f < 5.6$	$0.17\sqrt{f}$
	$f \geq 5.6$	0.4
II	$0.5 \leq f < 4$	$0.20\sqrt{f}$
	$f \geq 4$	0.4
III	$0.5 \leq f < 2$	$0.23\sqrt{f}$
	$f \geq 2$	0.32

No caso de edifícios, o RSA sugere a aplicação das forças estáticas ao nível dos pisos (Fig.5.2), sendo o valor caraterístico da força aplicada no piso i, F_{ki} , dado por:

$$F_{ki} = \beta * h_i * G_i * \frac{\sum_{i=1}^n G_i}{\sum_{i=1}^n h_i G_i} \quad (5.6)$$

Em que:

β – Coeficiente sísmico correspondente à direção considerada;

h_i – Altura a que se situa o piso i acima do nível do terreno;

G_i – Soma dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das cargas variáveis correspondentes ao piso i;

n – Número de pisos acima do nível do terreno.

Admite-se que a distribuição das forças pelos pisos aumenta com a altura, à semelhança do modo fundamental de vibração de estruturas regulares, o qual também é caraterizado por deslocamentos crescentes em altura.

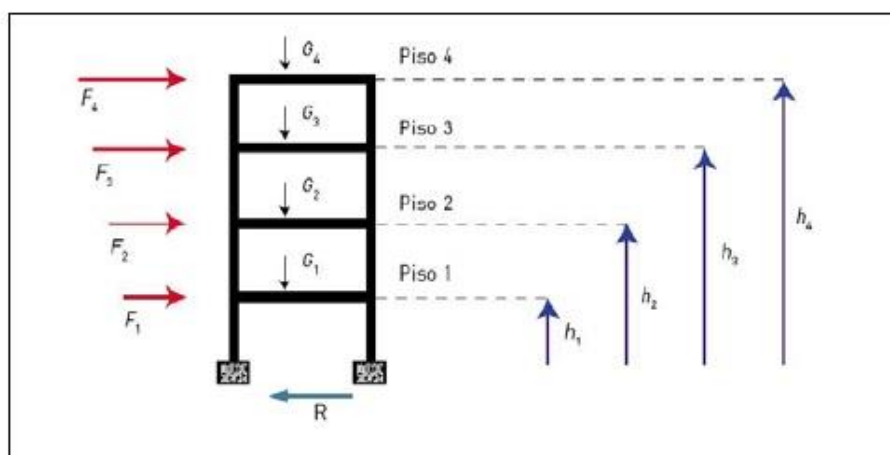


Fig. 5.2 - Distribuição das forças estáticas ao longo da altura do edifício. (Mário Lopes, 2008)

5.3.3. MÉTODO DE ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS

O presente método é aplicável a construções cuja resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção principal, o que acontece quando são respeitadas as duas condições que se seguem:

- Períodos de vibração fundamentais T_1 nas duas direções principais inferiores aos seguintes valores:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (5.7)$$

Em que:

T_c – Corresponde ao limite superior do ramo espectral de aceleração constante.

- Satisfação dos critérios de regularidade em altura, definidos previamente em 4.2.8.2.

Numa fase inicial, o EC8 remete para o cálculo da força de corte sísmica na base, determinada, para cada direção horizontal na qual o edifício é analisado, a partir de:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.8)$$

Em que:

$S_d(T_1)$ – Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

T_1 – Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

m – Massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida.

λ – Fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda=0.85$ se $T_1 \leq 2 T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda=1$ nos restantes casos.

Os esforços sísmicos deverão ser contabilizados aplicando à estrutura forças horizontais F_i (Fig. 5.3) que, caso a forma do modo fundamental de vibração seja aproximada por deslocamentos horizontais que aumentem linearmente em altura, serão obtidas através da expressão:

$$F_i = F_b * \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (5.9)$$

Em que:

z_i e z_j – Altura das massas m_i e m_j correspondentes aos pisos i e j ;

F_b – Força de corte basal.

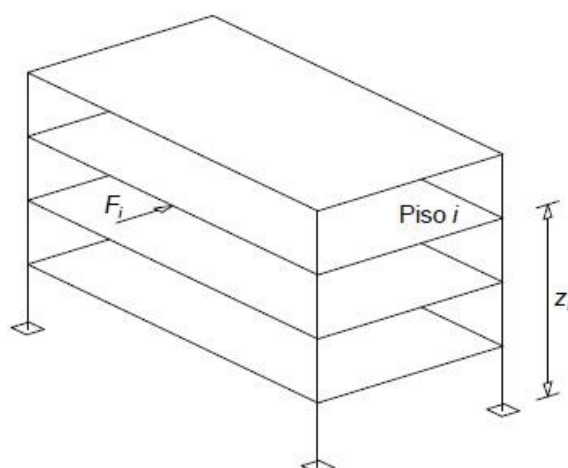


Fig. 5.3 - Representação esquemática da aplicação das forças horizontais F_i .

5.3.4. CONSIDERAÇÃO DO EFEITO DE TORÇÃO GLOBAL DA ESTRUTURA

Sob a atuação da ação sísmica, os edifícios experimentam movimentos não só de translação, como também de torção. As causas para tal acontecer podem ser atribuídas ao facto da geometria do edifício ser assimétrica, à incerteza associada à distribuição das cargas, à diminuição da rigidez dos elementos fendilhados, entre outras.

O RSA afirma que todas as forças sísmicas devem ser aplicadas com uma excentricidade em relação ao centro de massa que é obtida pelo caso mais desfavorável entre e_1 e e_2 , definidas por:

$$e_1 = 0.5 b_i + 0.05 a \quad (5.10)$$

$$e_2 = 0.05 a \quad (5.11)$$

Em que:

b_i – Distância entre o centro de gravidade e o centro de rigidez do piso i , segundo a direção perpendicular à direção em análise;

a – Dimensão do edifício segundo a direção perpendicular à da força F .

A primeira parcela destina-se a atender à incerteza na determinação da posição do centro de rigidez devido à natureza dinâmica do problema, enquanto a segunda tem o objetivo de simular a componente de rotação do sismo, e ainda ao facto de, havendo comportamento não linear, se gerarem assimetrias de rigidez.

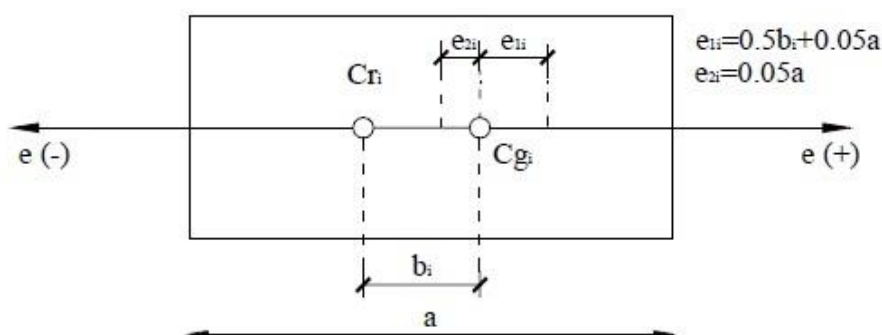


Fig. 5.4 - Definição das excentricidades regulamentares preconizadas no RSA. (Romão, 2002)

No caso da estrutura ser simétrica em relação a um plano que contém a direção considerada para a ação sísmica e os seus elementos estarem uniformemente distribuídos, a forma de contabilizar os efeitos da torção nas forças estáticas consiste em afetá-las de um fator ξ definido por:

$$\xi = 1 + \frac{0.6x}{a} \quad (5.12)$$

Em que:

x – Distância entre o elemento em consideração e o referido plano;

a – Dimensão do edifício segundo a direção perpendicular à da força F .

Relativamente ao EC8, caso a estrutura seja regular em planta e altura, os efeitos da torção podem ser quantificados de forma análoga ao previsto no RSA, ou seja, pela equação (5.12). De outra forma o

presente regulamento estipula que a consideração dos efeitos de torção é feita deslocando o centro de massa de cada piso i , em cada direção, de uma excentricidade accidental, definida por:

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i \quad (5.13)$$

Em que:

e_{ai} – Excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

L_i – Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

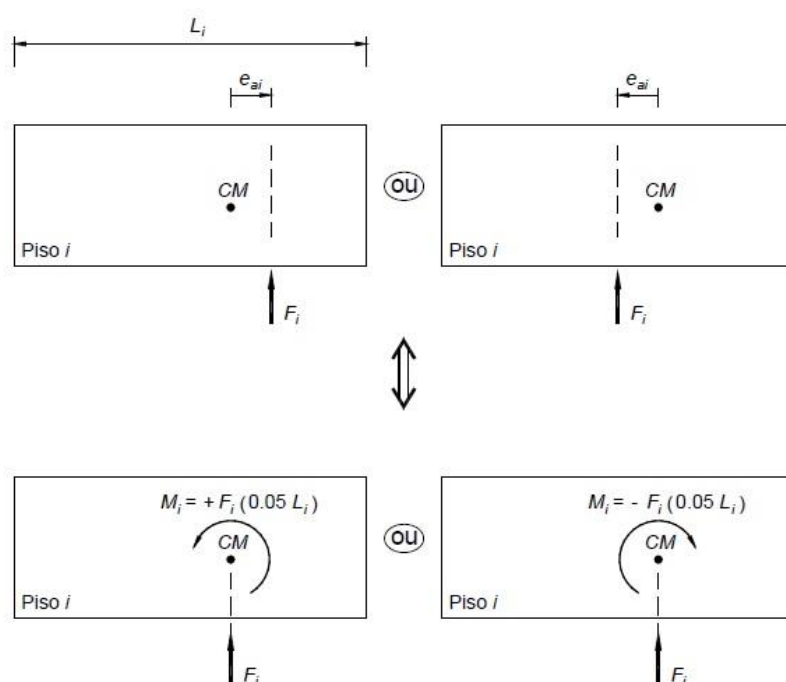


Fig. 5.5 - Aplicação das excentricidades regulamentares preconizadas no EC8. (Jacinto, 2014)

5.4. FERRAMENTA DE CÁLCULO DESENVOLVIDA

À semelhança do capítulo anterior, foi desenvolvida uma ferramenta com fins didáticos em *Excel*, auxiliada por *Visual Basic for Applications (VBA)*, que abrange alguns tipos de análises sísmicas, nomeadamente:

- Método de Rayleigh (RSA e EC8);
- Método simplificado de análise estática (RSA);
- Método de análise por forças laterais (EC8);
- Análise com 3 graus de liberdade por piso (RSA e EC8).

Para os três primeiros métodos, a ferramenta determina as forças representativas da ação sísmica para uma determinada estrutura. Numa fase inicial, as forças sísmicas são obtidas considerando uma análise

plana da estrutura, distribuindo-as pelos pórticos em função da sua rigidez. Posteriormente, afetam-se essas mesmas forças por um fator corretivo que tem em conta as excentricidades regulamentares previstas em ambos os regulamentos e descritas em 5.3.4, de forma a atender aos efeitos de torção. No último método é feita uma análise com 3 graus de liberdade por piso completa, considerando a contribuição de todos os modos de vibração e combinando-os posteriormente com o objetivo de obter a resposta da estrutura à ação sísmica.

O principal objetivo da ferramenta prende-se com, de uma forma rápida e simples, o utilizador ter a perceção da influência de alguns parâmetros da estrutura, como a sua localização, configuração e distribuição estrutural, dimensões e tipo de material utilizado nos seus elementos estruturais ou parâmetros relacionados com o tipo de regulamento e método de análise adotado na resposta da estrutura à ação sísmica, nomeadamente em termos de:

- Grandeza das forças sísmicas;
- Distribuição das forças sísmicas por pórticos;
- Posição do centro de rigidez;
- Deslocamento relativo entre pisos;
- Entre outros.

6

Casos de estudo

6.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo procede-se à modelação e análise sísmica de duas estruturas porticadas de betão armado, com configurações estruturais distintas, sendo uma regular e outra irregular em planta. Os diversos tipos de análises efetuadas apresentam diferentes graus de complexidade e recorrem a modelos estruturais planos e tridimensionais, sendo admitido que a estrutura responde em regime linear quando solicitada pela ação sísmica. O estudo das estruturas é realizado segundo duas hipóteses: a primeira, na qual se considera a rotação dos nós estar livre, sendo a matriz de rigidez construída através da aplicação de forças na estrutura e medindo os respetivos deslocamentos, e a segunda, em que se admite que a rotação dos nós está impedida, sendo a matriz de rigidez construída a partir da imposição de deslocamentos unitários num dos andares e zero nos outros.

Na figura 6.1 apresentam-se todos os tipos de análises efetuadas. De salientar que nos métodos assinalados com (*) as matrizes de rigidez foram construídas na hipótese da rotação dos nós das estruturas estar livre ou impedida.

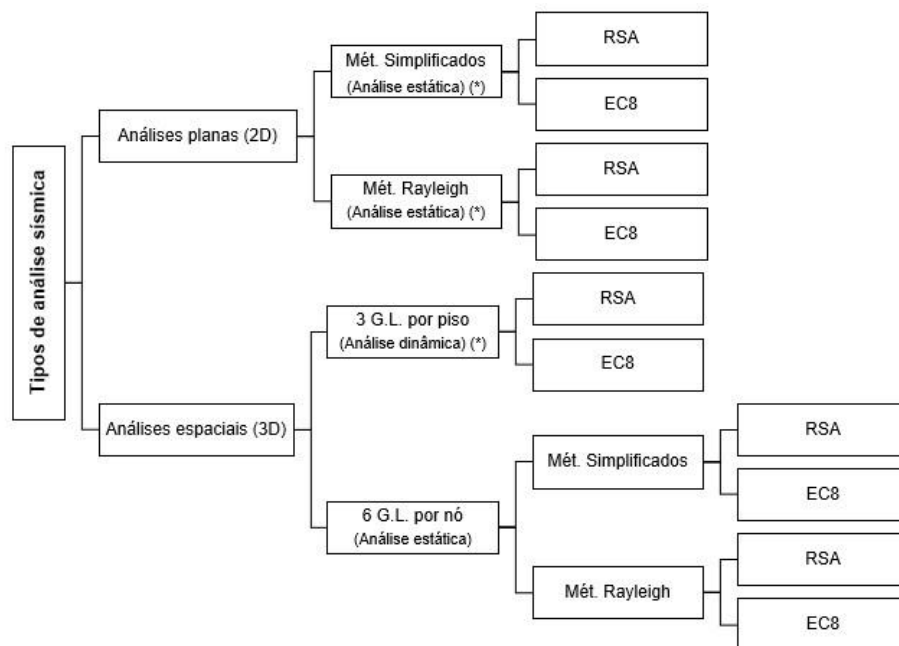


Fig. 6.1 - Tipos de análises efetuadas para cada caso de estudo.

O principal objetivo do presente capítulo prende-se com a realização de uma análise comparativa entre os diferentes tipos de análises sísmicas estáticas preconizadas quer no EC8 quer no RSA, bem como a influência do modelo estrutural – plano (2D) ou tridimensional (3D) – no desempenho das estruturas quando solicitadas pela ação sísmica. Serão explicitadas algumas diferenças relativamente aos resultados obtidos para alguns parâmetros globais da resposta, como o valor das frequências do modo fundamental, o valor das forças sísmicas provenientes de cada método de análise, deslocamentos relativos entre pisos e rotações de piso, e outros parâmetros locais como momentos na base de alguns pilares.

6.2. DESCRIÇÃO DAS FILOSOFIAS DE CÁLCULO ADOTADAS NA ANÁLISE SÍSMICA

6.2.1. MODELOS ESTRUTURAIS PLANOS

6.2.1.1. Métodos baseados em forças estáticas equivalentes

Inserem-se na presente secção os métodos de Rayleigh, simplificado de análise estática (RSA) e a análise por forças laterais (EC8). As principais limitações deste tipo de métodos prende-se com a consideração do comportamento apenas numa direção, sendo a distribuição de forças e esforços ao nível dos pórticos proporcional à sua rigidez. A correção dos efeitos devido à torção global da estrutura, resultante da excentricidade entre a força atuante e o centro de rigidez, deve ser feita através da aplicação de um fator corretivo ξ baseado nas excentricidades regulamentares, o qual se explica mais à frente. Seguidamente apresenta-se a filosofia de cálculo seguida nos três métodos, a qual difere acima de tudo na quantificação das forças sísmicas, que são determinadas de acordo com cada método como exposto em 5.3.

1º Fase - Consideração apenas da componente de translação:

- Modelação “em comboio” e cálculo para a totalidade das cargas gravíticas G_i em cada piso. Obtêm-se os deslocamentos de piso d_i .
- Estimativa do valor da frequência fundamental através do Método de Rayleigh e das acelerações espectrais regulamentares.
- Determinação das forças sísmicas.
- Cálculo da associação de pórticos para as forças sísmicas globais F_i .

2º Fase - Correção com o efeito de torção:

- Cálculo da rigidez relativa dos pórticos e do centro de rigidez, com base nos resultados da análise para as forças sísmicas globais F_i .
- Correção da excentricidade relativa ao centro de rigidez com as excentricidades regulamentares.
- Agravamento das forças de corte nos pórticos por um fator corretivo ξ , definido por:

$$\xi_i = 1 + \left(\frac{e * \sum I_i^P}{\sum I_i^P * d_{P,i}^2} \right) * d_{P,i} \quad (6.1)$$

Em que:

e – Excentricidade accidental regulamentar, a qual se refere ao centro de rigidez do piso i ;

I_i^P – Força de corte sob o piso i no pórtico p , devido apenas ao movimento de translação;

$d_{p,i}$ – Distância do pórtico ao centro de rigidez do piso i .

- Obtenção das forças por piso a partir da diferença das forças de corte.

6.2.2. MODELOS ESTRUTURAIS TRIDIMENSIONAIS

6.2.2.1. Análise com 3 graus de liberdade por piso

A determinação da resposta máxima de cada estrutura à ação sísmica foi feita recorrendo aos espectros regulamentares mas considerando apenas a contribuição do modo fundamental de vibração, na medida em que se admite que a resposta estrutural numa análise linear deve-se essencialmente à contribuição exclusiva deste.

O presente tipo de análise tem em consideração o comportamento tridimensional da estrutura na sua essência, já que em cada piso da estrutura pressupõe-se a existência de três graus de liberdade: duas translações e uma rotação (Fig. 6.2). É admitido ainda que cada piso da estrutura apresenta rigidez infinita no seu plano.

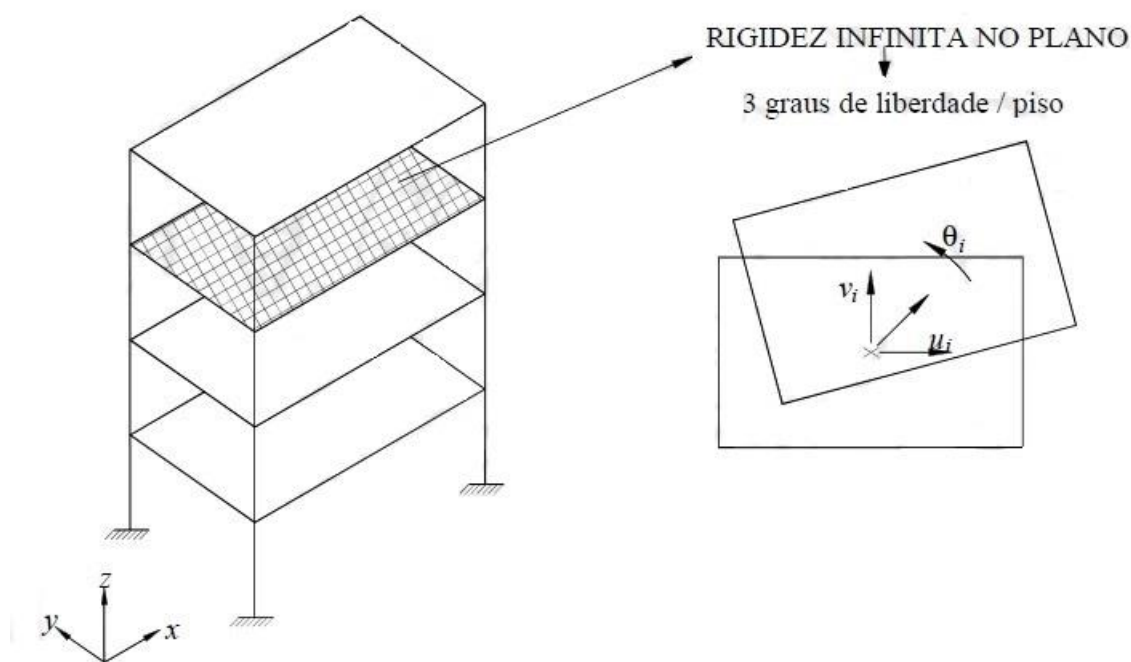


Fig. 6.2 - Análise com 3 G.L./piso.

6.2.2.2. Análise com 6 graus de liberdade por nó

Ambos os casos de estudo foram estudados através do programa *Robot Structures*, tendo os seus pisos sido assumidos como diafragmas rígidos e modelados em conformidade. Todos os seus elementos estruturais foram modelados como elementos de barra, com seis graus de liberdade por nó, sendo o seu peso próprio, à semelhança das cargas permanentes e sobrecarga, aplicados às estruturas sob a forma de cargas concentradas ao nível dos nós, em função da sua área de influência. À semelhança dos métodos e modelos de análise descritos anteriormente, considera-se que o modo fundamental de vibração

comanda a resposta da estrutura, pelo que os resultados recolhidos e apresentados ao longo da dissertação dizem respeito unicamente a este modo de vibração.

6.3. CASOS DE ESTUDO

6.3.1. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS ESTUDADAS

6.3.1.1. Aspetos gerais

Os edifícios localizam-se em Tomar e estão implantados num terreno constituído por depósitos profundos de areia compacta, sendo classificado como tipo C e tipo II segundo o EC8 e RSA, respetivamente. O coeficiente de amortecimento adotado na análise fixa-se nos 5%, e, tratando-se de edifícios correntes, inserem-se na classe de importância II de acordo com o disposto em 4.2.5 (4) do EC8.

Os coeficientes de comportamentos foram determinado através do REBAP, o qual afirma que, no caso de edifícios correntes, seja adotado o valor de 2.5 para estruturas em pórtico com ductilidade normal. De forma a fazer uma análise comparativa entre ambos os regulamentos, foi considerado o mesmo coeficiente de comportamento quando se analisa as estruturas pelo EC8.

Será ainda importante referir que as análises sísmicas foram efetuadas no pressuposto da atuação da ação sísmica acontecer exclusivamente segundo a direção transversal da estrutura.

Os dois edifícios correspondem a estruturas porticadas em betão armado, apresentando uma planta retangular e dois pisos elevados, de 4 e 3 m de pé-direito, respetivamente. O primeiro destina-se a escritórios, sendo o segundo reservado a um terraço acessível, tendo ambos a mesma área, numericamente igual a 336 m².

A configuração estrutural do primeiro edifício (Edifício 1) é simétrica segundo ambas as dimensões em planta do edifício, apresentando um conjunto de 3 e 6 pórticos segundo a direção X e Y, respetivamente. As dimensões em planta do edifício, distância entre alinhamentos e nomenclatura dos pórticos encontra-se apresentada na figura 6.3.

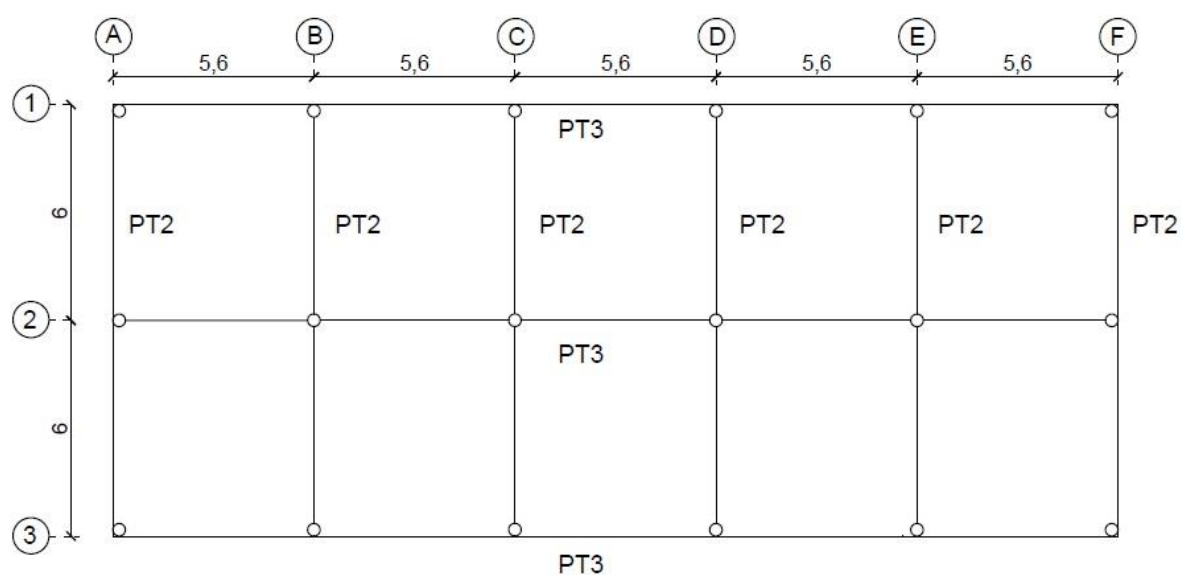


Fig. 6.3 - Planta estrutural do Edifício 1.

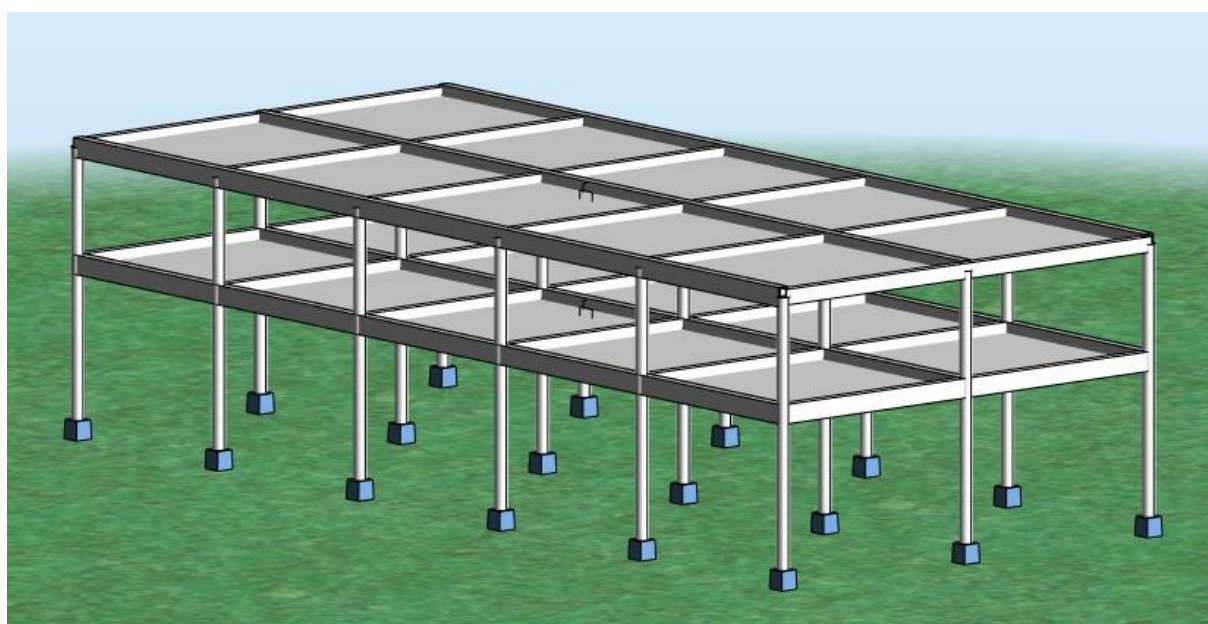


Fig. 6.4 - Modelo 3D do Edifício 1, obtido através do programa Robot Structures.

Por seu turno, o segundo edifício (Edifício 2) apresenta uma planta simétrica segundo a menor dimensão em planta, sendo constituído igualmente por 3 e 6 pórticos, respetivamente segundo as direções X e Y. Contudo, os dois pórticos mais próximos da fachada esquerda da estrutura correspondem a uma nova tipologia de pórtico, designada de PT1. Seguidamente é apresentada a planta estrutural do segundo edifício, onde é possível visualizar a distância entre alinhamentos, distribuição dos pórticos e respetiva nomenclatura.

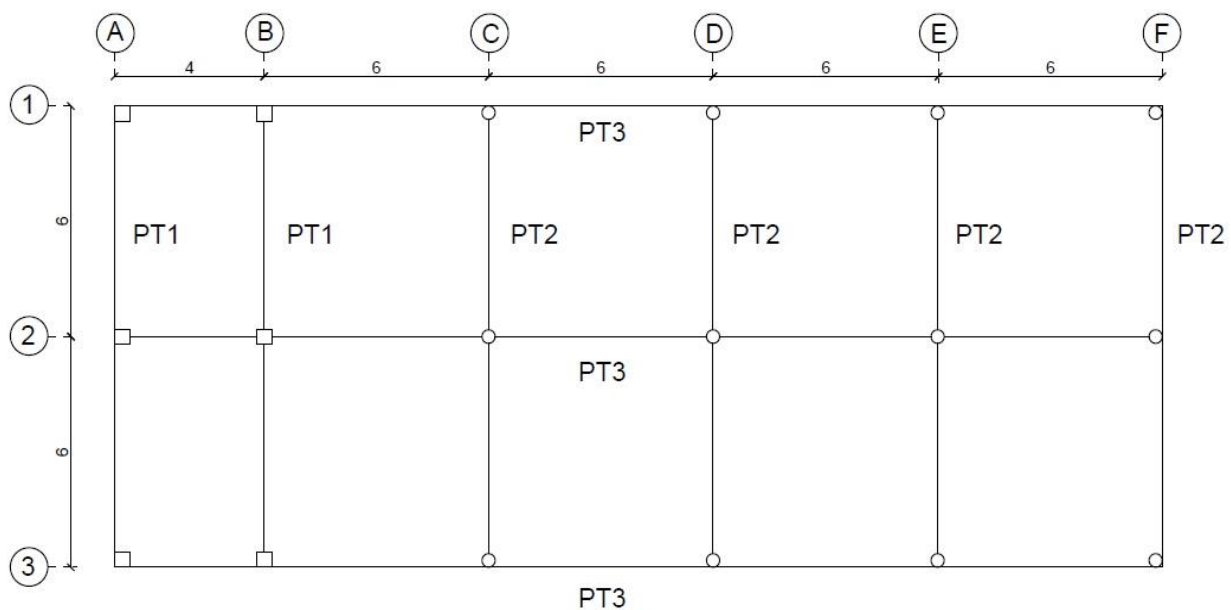


Fig. 6.5 – Planta estrutural do Edifício 2.

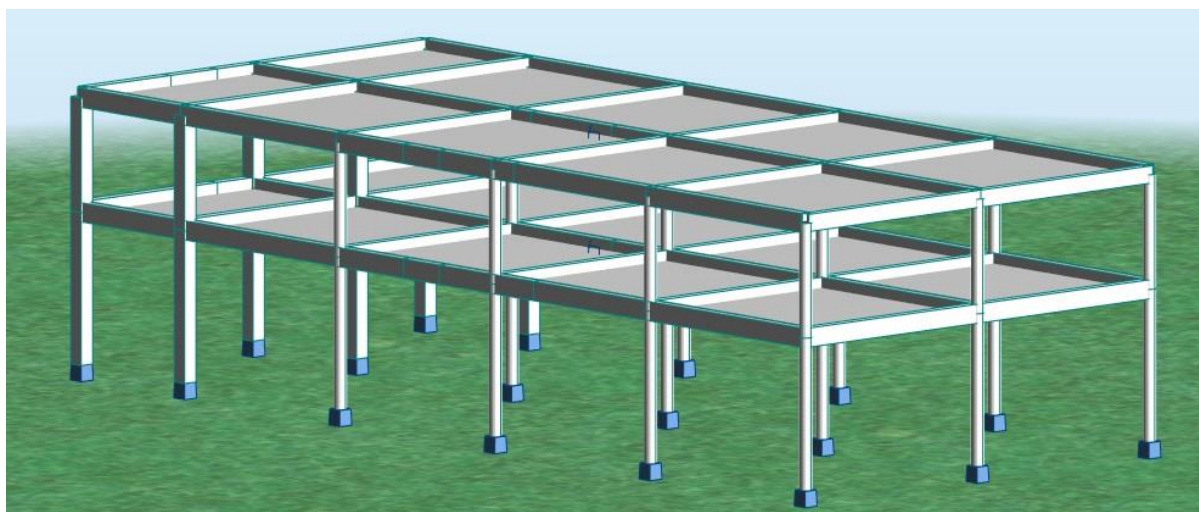


Fig. 6.6 - Modelo 3D do Edifício 2, obtido através do programa *Robot Structures*.

6.3.1.2. Materiais utilizados

O material constituinte dos elementos estruturais dos dois edifícios é um betão da classe C30/37, encontrando-se as principais características do mesmo listadas de seguida:

Quadro 6.1 - Características do betão C30/37.

f_{cd} [MPa]	20
f_{ck} [MPa]	30
f_{ctm} [MPa]	2.9
$E_{c,28}$ [GPa]	33
ν	0.2
ρ (kN/m ³)	25

6.3.1.3. Secções e dimensões dos elementos estruturais

As dimensões das secções dos elementos estruturais, em função do tipo de pórtico, encontram-se reproduzidas no quadro 6.2.

Quadro 6.2 - Características dos elementos estruturais.

	PT1		PT2		PT3	
	b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	b (m)	h (m)
Pilares	0.40	0.40	$\phi = 0.35$ m		-	-
Viga superior	0.30	0.50	0.25	0.45	0.30	0.50
Viga inferior	0.30	0.55	0.25	0.50	0.30	0.50

6.3.2. DESCRIÇÃO DAS AÇÕES

6.3.2.1. Ações verticais

No dimensionamento sísmico de estruturas, todas as ações verticais terão de ser tidas em conta, nomeadamente as cargas permanentes, restantes cargas permanentes e cargas variáveis. No quadro 6.3 encontram-se representados, para ambos os casos de estudo, os valores das cargas permanentes, nas quais já se inclui o peso próprio dos elementos estruturais, e o valor das sobrecargas, que, na combinação sísmica, são afetadas por um coeficiente de combinação redutor ψ_2 .

Quadro 6.3 - Valor das cargas permanentes e sobrecargas adotadas na análise da estrutura.

Piso	Tipo de utilização	Área (m ²)	Cargas permanentes (kN/m ²)	Sobrecargas (kN/m ²)	ψ_2	Forças mássicas (kN)	Massa (ton)
1	Escritórios	336	8	3	0.4	3091.2	315.1
2	Terraço acessível	336	5	2	0	1680	171.3

6.3.2.2. Ação sísmica

Seguidamente são apresentados os diferentes zonamentos para o concelho analisado, em função do regulamento considerado, EC8 ou RSA, bem como alguns parâmetros sísmicos considerados relevantes.

Quadro 6.4 - Zonas sísmicas da região de Tomar segundo o EC8 e o RSA.

Concelho	EC8				RSA	
	Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica tipo 2		Zona Sísmica	α
	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)		
Tomar	1.5	0.6	2.4	1.1	B	0.7

A ação sísmica é traduzida na forma de espectros de resposta indicados na figura 6.7, os quais foram obtidos com recurso à ferramenta de cálculo e representação descrita em 4.4 da presente dissertação.

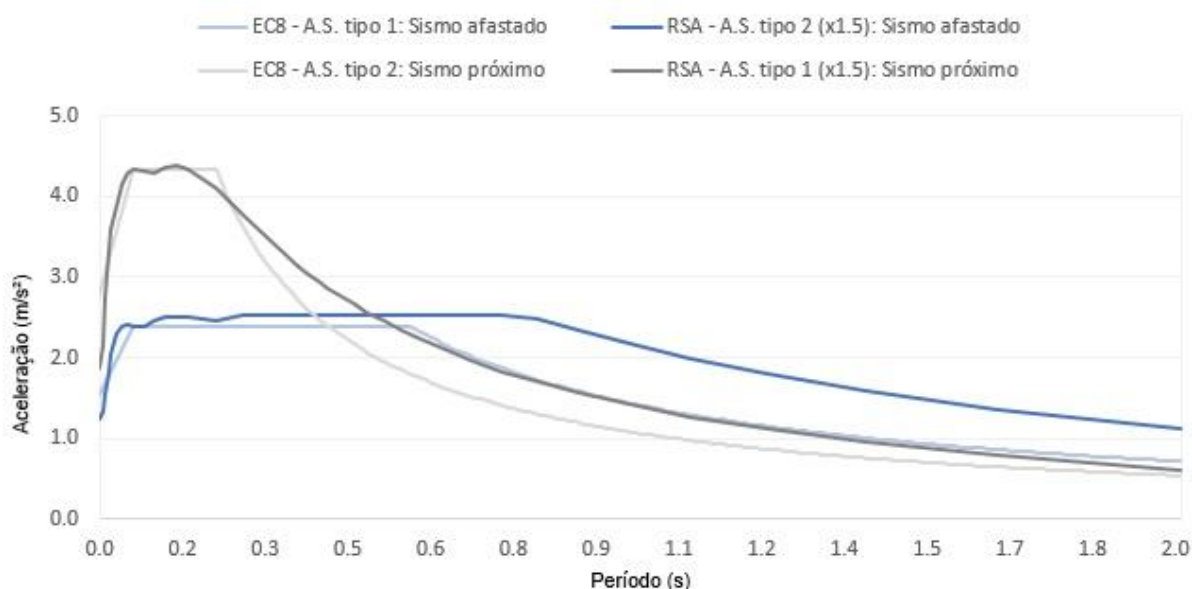


Fig. 6.7 - Espectros de resposta preconizados segundo o EC8 e o RSA para o concelho de Tomar.

6.3.3. REGULARIDADE ESTRUTURAL

6.3.3.1. Regularidade estrutural em planta

O primeiro edifício, fruto da sua simetria em planta segundo as direções X e Y, é classificado como regular em planta.

O segundo edifício, por forma a ser considerado regular em planta, terá de cumprir obrigatoriamente os critérios descritos em 4.2.8.1. A verificação desses critérios encontram-se apresentada de seguida.

a) Limitação da esbelteza em planta:

A esbelteza do edifício em planta, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, não deverá ser superior a 4, em que L_{\max} e L_{\min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais. No

nosso caso, temos que $L_{\max} = 28$ m e $L_{\min} = 12$ m pelo que a esbelteza λ assume um valor igual a 2.33, que, sendo inferior a 4, cumpre os limites estabelecidos pelo EC8.

b) Limitação da excentricidade estrutural:

Para cada direção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem verificar as duas condições que se seguem, expressas para a direção de cálculo y :

$$e_{0x} \leq 0.30 r_x \quad (6.2)$$

$$r_x > l_s \quad (6.3)$$

Em que:

e_{0x} – Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_x – Raio de torção, que corresponde à raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y ;

l_s – Raio de giração da massa do piso em planta (Raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso).

- Determinação das excentricidades estruturais, e_{0x} e e_{0y} :

A excentricidade estrutural é definida como a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, sendo calculada ao nível de cada piso. Admitiu-se uma distribuição uniforme de massa ao longo do piso, logo, o centro de massa coincide com o centro geométrico de cada piso. Como o edifício é simétrico segundo a menor dimensão do mesmo, é fácil de perceber que o centro de rigidez irá estar posicionado sobre o eixo de simetria, ou seja, a sua coordenada Y é conhecida à partida, sendo igual a 6 metros. A determinação da coordenada X foi feita recorrendo a um programa de cálculo automático, tendo-se chegado ao valor de 9.10 e 10.57 m para os pisos 1 e 2, respetivamente.

São apresentadas no Quadro 6.5 as coordenadas dos centros de massa e rigidez para cada piso, bem como a determinação das excentricidades estruturais para as duas direções x e y .

Quadro 6.5 - Determinação das excentricidades estruturais para as direções x e y .

Piso	X_{CM} (m)	Y_{CM} (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	e_{0x} (m)	e_{0y} (m)
1	14	6	9.10	6	4.90	0
2	14	6	10.57	6	3.43	0

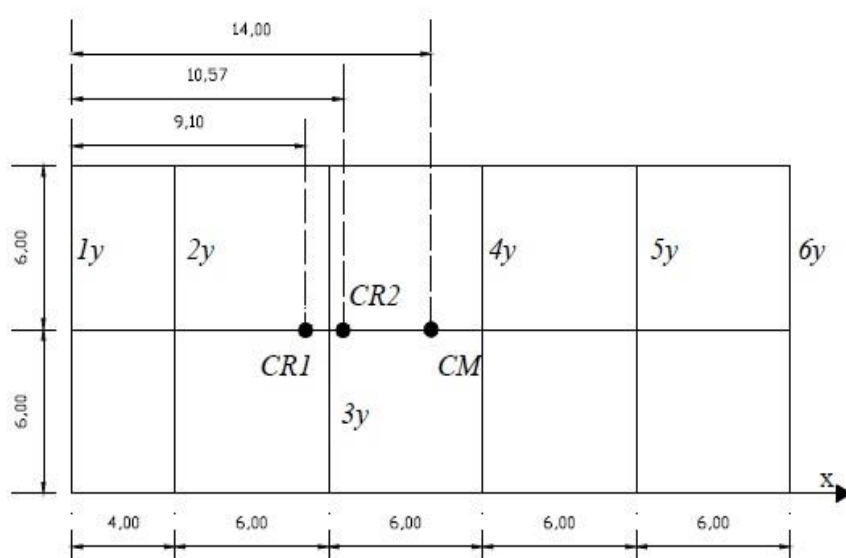


Fig. 6.8 - Posições do centro de massa e centro de rigidez para ambos os pisos do segundo edifício.

- Determinação dos raios de torção, r_x e r_y :

O raio de torção r_x (r_y) é definido, para cada direção, por:

$$r_{X,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FY,i}}} \quad (6.4)$$

$$r_{Y,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FX,i}}} \quad (6.5)$$

Em que:

$K_{M,i}$ – Rigidez torsional do piso i;

$K_{FY,i}$ – Rigidez lateral da estrutura na direção Y ao nível do piso i;

$K_{FX,i}$ – Rigidez lateral da estrutura na direção X ao nível do piso i.

De acordo com (P. Bischo, 2011), o procedimento para a determinação da rigidez torsional e lateral do edifício consiste em aplicar, ao nível de cada piso e no seu centro de rigidez, um conjunto de forças estáticas F_{TX} , F_{TY} e M_T , sendo as primeiras duas forças horizontais e aplicadas segundo X e Y, respetivamente, enquanto a última corresponde à aplicação de um momento. A rigidez torsional e lateral do edifício são calculadas através das expressões que se seguem:

$$K_{M,i} = \frac{1}{R_{Z,i}(M_{T,i} = 1)} \quad (6.6)$$

$$K_{FX,i} = \frac{1}{U_{X,i}(F_{TX,i} = 1)} \quad (6.7)$$

$$K_{FY,i} = \frac{1}{U_{Y,i}(F_{TY,i} = 1)} \quad (6.8)$$

Em que:

$R_{Z,i}(M_{T,i}=1)$ – Rotação do piso i em relação ao eixo vertical devido ao momento M_T ;

$U_{X,i}(F_{TX,i}=1)$ – Deslocamento do piso i na direção X devido à força unitária F_{TX} ;

$U_{Y,i}(F_{TY,i}=1)$ – Deslocamento do piso i na direção Y devido à força unitária F_{TY} .

A estrutura em análise apresenta dois pisos elevados pelo que, de acordo com o procedimento descrito anteriormente, seis casos de carga foram definidos e aplicados à estrutura. Os valores $F_{TX,i} = F_{TY,i} = 10^6$ kN e $M_{T,i} = 10^6$ kN.m foram usados como cargas unitárias. Os resultados obtidos, através do programa de cálculo automático *Robot Structures*, apresentam-se de seguida.

Quadro 6.6 - Cálculos auxiliares para a determinação dos raios de torção dos dois pisos.

Piso	$U_X(F_{TX})$ [m]	$U_Y(F_{TY})$ [m]	$R_Z(M_T)$ [rad]	K_{FX} [kN/m]	K_{FY} [kN/m]	K_{MT} [kNm/rad]	r_x [m]	r_y [m]
1	7.59	7.87	0.066	131670.4	126986.7	15151515.2	10.92	10.73
2	13.51	13.66	0.122	74001.17	73231.69	8196721.31	10.58	10.52

- Determinação do raio de giração da massa do piso em planta:

No caso de pisos com geometria retangular de dimensões l e b , admitindo a massa distribuída uniformemente ao longo do piso, o raio de giração da massa do piso em planta é igual a:

$$l_s = \sqrt{\frac{(l^2 + b^2)}{12}} \quad (6.9)$$

Em que:

l e b – Dimensões em planta do edifício.

No edifício em estudo, o raio de giração da massa assume o valor de 8.79 m para os dois pisos.

Finalmente, tendo sido previamente calculados todos os parâmetros inerentes à verificação da regularidade estrutural do edifício em planta, podemos verificá-la:

Quadro 6.7 - Verificação da regularidade em planta para o edifício em estudo.

Piso	Direção X				Direção Y			
	$ e_{0x} $	0.3 r_x	r_x	l_s	$ e_{0y} $	0.3 r_y	r_y	l_s
1	4.90	3.27	10.92	8.79	0	3.22	10.73	8.79
2	3.43	3.17	10.58	8.79	0	3.16	10.52	8.79

Da observação do quadro anterior conclui-se que o edifício é irregular em planta segundo a direção Y.

6.3.3.2. Regularidade estrutural em altura

A geometria dos edifícios não apresenta recuos e os seus elementos verticais, nomeadamente os pilares, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício, pelo que ambas as estruturas podem ser consideradas como regulares em altura.

6.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES SÍSMICAS

Nesta fase do trabalho pretende-se confrontar e comparar os resultados provenientes dos diversos tipos de análise sísmica efetuados, segundo os dois regulamentos em estudo, EC8 e RSA. O objetivo principal passa por evidenciar a influência do tipo de análise sísmica, do modelo estrutural adotado, da formulação escolhida para a construção da matriz de rigidez e do regulamento em análise na resposta da ação sísmica da estrutura, discutindo alguns dos parâmetros globais e locais da resposta, nomeadamente:

- Frequências fundamentais;
- Forças sísmicas;
- Deslocamentos de piso;
- *Drifts*;
- Rotações de piso;
- Forças de corte basal na base;
- Momentos fletores na base de alguns pilares.





















A execução dos vários tipos de análises sísmicas segundo os vários modelos estruturais para a determinação dos parâmetros acima mencionados resultou em grandes volumes de informação. Consequentemente, o estudo da influência de cada variável na determinação da resposta das estruturas à ação sísmica tornaria a apresentação dos resultados demasiado extensa. Assim, apresentam-se no quadro 6.8, para cada parâmetro da resposta sísmica quais as variáveis consideradas na sua análise.

Quadro 6.8 - Variáveis estudadas em cada parâmetro da resposta.

Parâmetros da resposta	Variáveis					
	Regulamento		Modelo estrutural		Rotação dos nós	
	RSA	EC8	2D	3D	Impedida	Livre
Frequências fundamentais	X	X	X	X	X	X
Forças sísmicas	X	X	X	X	X	X
Deslocamentos de piso	X	X	X			X
<i>Drifts</i>	X	X	X	X	X	X
Rotações de piso	X	X	X	X		X
Forças de corte basal na base	X	X	X	X		X
Momentos fletores	X	X	X	X		X

Optou-se por fazer a análise comparativa entre os diferentes métodos de análise estabelecendo as variações percentuais dos resultados obtidos segundo todos os métodos e modelos de análise relativamente a um método tomado como referência, considerado aquele que melhor reproduz o comportamento da estrutura face à ação sísmica. Tal deu origem a gráficos com a informação bastante condensada, os quais seguiram o código de simbologia e cores reproduzidos no quadro que se segue.

Quadro 6.9 - Código de simbologia e cores utilizado.

Modelo estrutural	Tipo de análise	Regulamento	Nós fixos	Nós livres	
			Símbolo	Símbolo	
Plano – 2D	Mét. Simplificados	RSA			
		EC8			
	Mét. Rayleigh	RSA			
		EC8			
Tridimensional – 3D	3 G.L. por piso	RSA			
		EC8			
	6 G.L. por nó	Mét. Simplificados	RSA		
			EC8		
		Mét. Rayleigh	RSA		
			EC8		

Salienta-se que no modelo com 6 graus de liberdade por nó não se considerou a hipótese da rotação dos nós estar impedida, pelo que a utilização dessa formulação neste modelo conduziu a resultados semelhantes aos obtidos quando se supõe a rotação dos nós livres.

Por último, é importante referir que, sendo a segunda estrutura irregular em planta, de acordo com o EC8 a utilização de análises estáticas através da aplicação de forças horizontais está reservada a modelos estruturais tridimensionais, tal como o disposto no quadro 5.1. Ainda assim, optou-se pela utilização desta metodologia nas análises planas, de modo a evidenciar as diferenças entre os métodos preconizados pelo EC8 e RSA.

6.4.1. FREQUÊNCIAS FUNDAMENTAIS

Nas análises planas, a estimativa das frequências associadas ao primeiro modo de vibração foi obtida através do método de Rayleigh (Eq. 4.4). Os quadros 6.10 e 6.11 apresentam os valores obtidos para as frequências fundamentais dos edifícios 1 e 2, respetivamente.

Quadro 6.10 - Valores da frequência do modo de vibração fundamental do Edifício 1.

Modelo estrutural	Tipo de análise	Rotação dos nós		
		Impedida	Livre	Diferença (%)
2D	Mét. Rayleigh	2.01	1.77	- 11.94
3D	3 G.L./ piso	2.01	1.77	- 11.94
	6 G.L./nó	1.77		-

Quadro 6.11 - Valores da frequência do modo de vibração fundamental do Edifício 2.

Modelo estrutural	Tipo de análise	Rotação dos nós		
		Impedida	Livre	Diferença (%)
2D	Mét. Rayleigh	2.57	2.18	-15.18
3D	3 G.L./ piso	2.15	1.89	-12.09
	6 G.L./nó	2.00		-

Na figura 6.9 estabelecem-se as variações percentuais dos valores obtidos através dos vários tipos de análise para a frequência do modo fundamental de vibração ao valor tomado como referência, obtido através do modelo espacial com 6 graus de liberdade por nó.

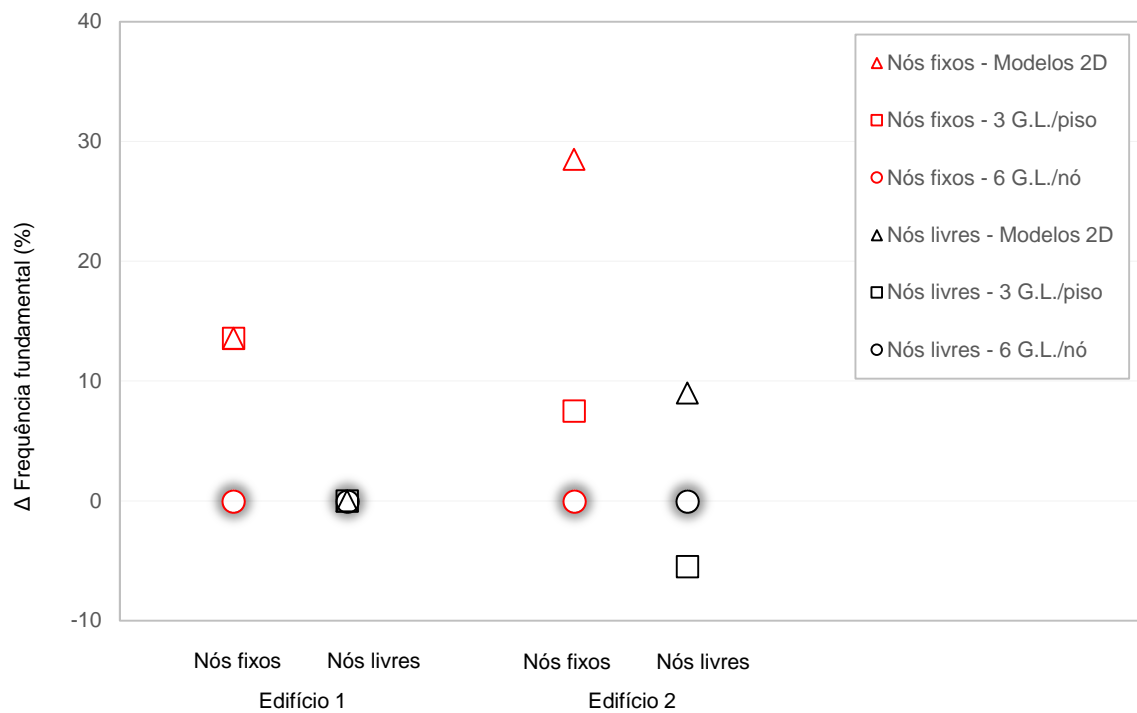


Fig. 6.9 - Variação percentual do valor da frequência fundamental em função dos métodos e modelos de análise sísmica para o Edifício 1 e 2.

Da visualização dos quadros e figura apresentados é possível notar que:

- Como seria de esperar, a construção da matriz de rigidez supondo a rotação dos nós impedida conduziu a frequências fundamentais substancialmente superiores, o que pode ser explicado pelo facto da restrição da rotação relativa entre os nós da estrutura corresponder a um cenário irrealista provocando uma rigidificação artificial da mesma;
- A variação dos valores da frequência fundamental da estrutura é maior para o segundo edifício, o qual apresenta irregularidade em planta.

6.4.2. FORÇAS SÍSMICAS

No presente ponto pretende-se comparar as forças sísmicas a aplicar à estrutura através dos diversos métodos de análise. Servirá de termo de comparação o somatório das forças sísmicas a aplicar no primeiro e segundo pisos.

Nos quadros 6.12 e 6.13 apresentam-se as forças sísmicas calculadas de acordo com ambos os regulamentos e supondo a rotação dos nós da estrutura impedida ou livre.

Quadro 6.12 - Forças sísmicas obtidas segundo o RSA e EC8 para o Edifício 1.

Modelo estrutural	Tipo de análise	Forças sísmicas (kN)						
		Nós fixos			Nós livres			
		RSA	EC8	Dif. (%)	RSA	EC8	Dif. (%)	
2D	Mét. Simplificado	378.85	466.91	+ 23.24	355.89	466.91	+ 31.20	
	Mét. Rayleigh	344.33	464.80	+ 34.99	321.44	459.19	+ 42.85	
	3 G.L./pisos	356.22	464.38	+ 30.36	345.65	457.56	+ 32.38	
3D	6 G.L./nó	Mét. Simplificado	355.89	466.91	+ 31.20	355.89	466.91	+ 31.20
		Mét. Rayleigh	321.44	459.19	+ 42.85	321.44	459.19	+ 42.85

Quadro 6.13 - Forças sísmicas obtidas segundo o RSA e EC8 para o Edifício 2.

Modelo estrutural	Tipo de análise	Forças sísmicas (kN)						
		Nós fixos			Nós livres			
		RSA	EC8	Dif. (%)	RSA	EC8	Dif. (%)	
2D	Mét. Simplificado	428.20	556.12	+ 29.87	394.65	469.61	+ 18.99	
	Mét. Rayleigh	405.34	553.60	+ 36.58	351.92	459.69	+ 30.62	
	3 G.L./pisos	293.67	366.13	+ 24.67	279.66	370.21	+ 32.38	
3D	6 G.L./nó	Mét. Simplificado	377.86	393.09	+ 23.57	377.86	466.91	+ 23.57
		Mét. Rayleigh	300.92	393.09	+ 30.63	300.92	393.09	+ 30.63

Da apreciação dos quadros anteriores, retira-se que:

- As forças sísmicas calculadas através do EC8 são superiores às calculadas através do RSA. Tal diferença pode ser explicada pelos valores espectrais da aceleração obtidos para as estruturas, os quais, para a gama de frequências obtidas segundo os vários modelos, são mais gravosos para o primeiro regulamento. Tomando como referência os valores de frequência obtidos através dos modelos planos, obteve-se uma aceleração de 2.41 m/s^2 para o EC8 e apenas 1.85 m/s^2 para o RSA, o que conduziu naturalmente a valor de forças inferiores para o último regulamento;

- Fazendo uma análise comparativa aos valores das forças sísmicas calculadas através da análise por forças laterais do EC8 para a hipótese da rotação dos nós estar livre, observa-se que os valores obtidos através da análise plana e do modelo espacial com seis graus de liberdade por nó são praticamente iguais. Apesar das frequências obtidas nos dois modelos ser substancialmente diferentes, encontram-nos numa zona do espectro de resposta de patamar, pelo que a diferença entre as acelerações obtidas para essas frequências difere apenas em aproximadamente 1%, daí a grandeza das forças sísmicas ser semelhante;
- Os métodos simplificados de análise conduziram a resultados mais conservativos comparativamente aos restantes, o que já seria de esperar na medida em que este tipo de métodos induzem nas estruturas esforços, em geral, ligeiramente superiores aos obtidos para os restantes tipos de análise para que a sua utilização não tenha consequências negativas para a segurança estrutural.

Construindo a matriz de rigidez na hipótese da rotação dos nós estar livre, e tomando como valores de referência as forças sísmicas obtidas pelo método de Rayleigh através da utilização do modelo espacial com 6 graus de liberdade por nó, são obtidas as variações percentuais de forças sísmicas entre os diversos métodos que se apresentam de seguida:

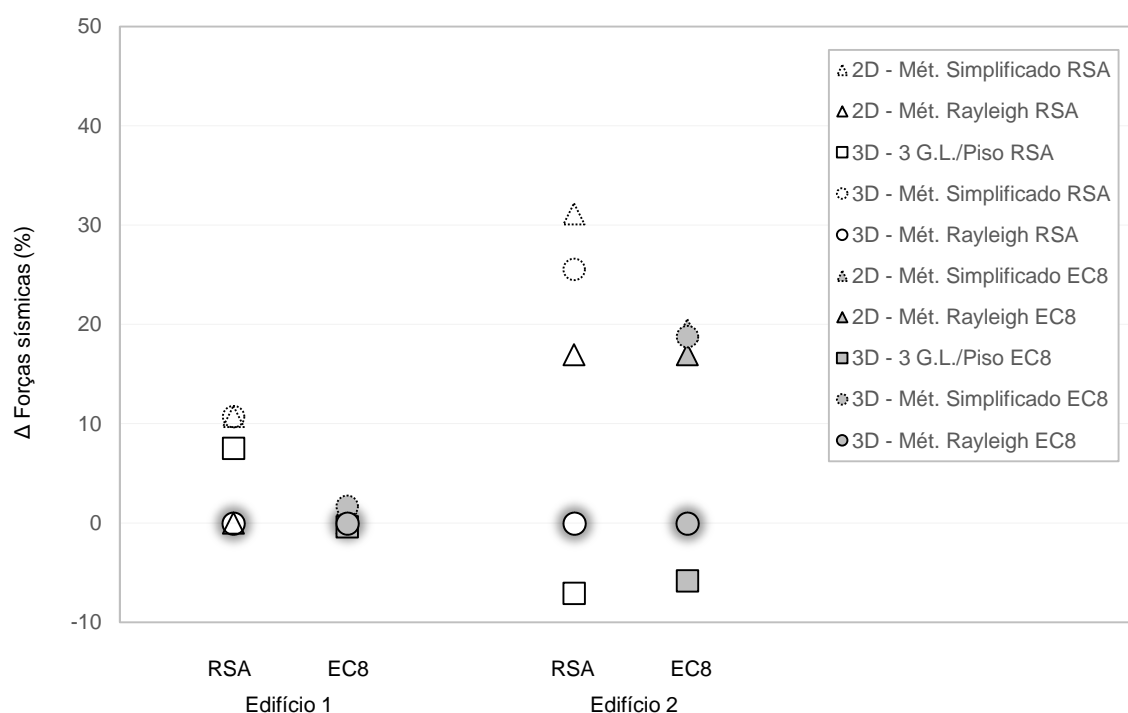


Fig. 6.10 - Variação percentual do valor das forças sísmicas em função dos métodos e modelos de análise sísmica para os Edifícios 1 e 2.

Por seu turno, quando a rotação dos nós da estrutura é impedida, obtém-se:

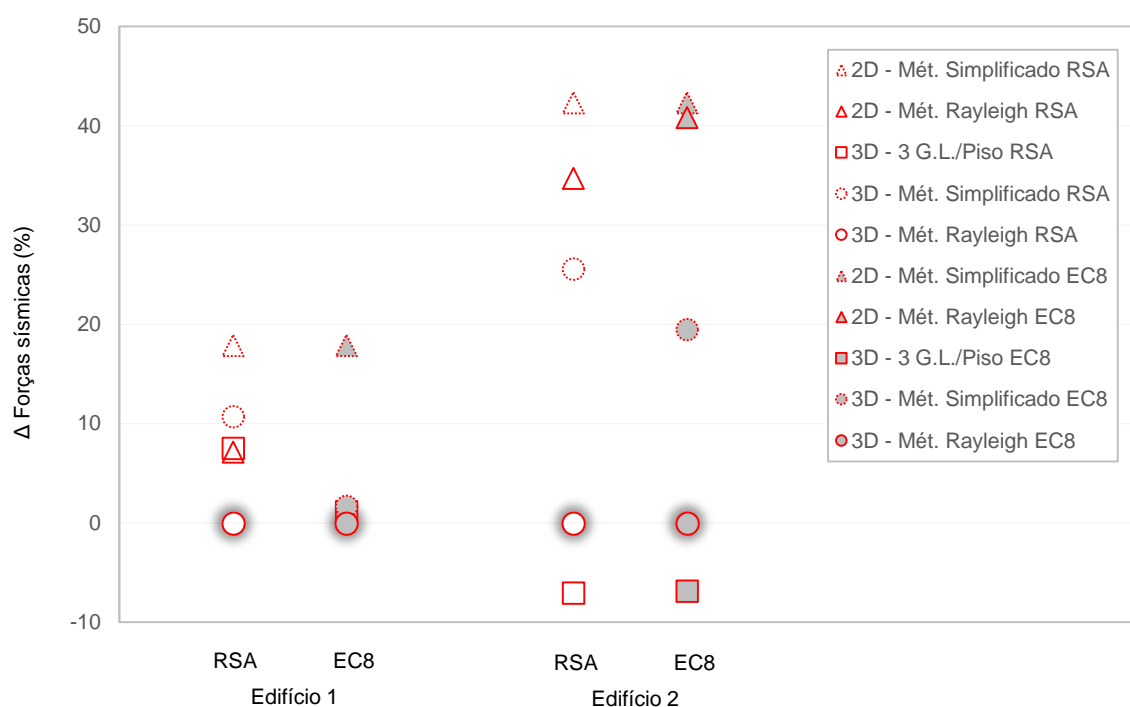


Fig. 6.11 - Variação percentual do valor das forças sísmicas em função dos métodos e modelos de análise sísmica quando a rotação dos nós é impedida para os Edifícios 1 e 2.

Os gráficos apresentados anteriormente permitem avaliar que:

- Quando a rotação dos nós da estrutura se encontra livre, a determinação do valor das forças sísmicas de acordo com o EC8 resulta em variações percentuais entre métodos de análise significativamente inferiores às obtidas através do RSA;
- No Edifício 1, regular em planta, verificam-se variações percentuais do valor das forças sísmicas relativamente ao método de referência inferiores ao observado na estrutura irregular em planta, Edifício 2;
- Quando a rotação dos nós da estrutura se encontra impedida observam-se maiores variações percentuais das forças sísmicas determinadas pelos diferentes métodos de análise.

6.4.3. DESLOCAMENTOS DE PISO

De forma a facilitar a visualização das diferenças entre as diversas deformadas laterais quando se utilizam modelos planos de análise, apresentam-se os deslocamentos de piso sob forma gráfica, para os dois pórticos de fachada dos dois casos de estudo.

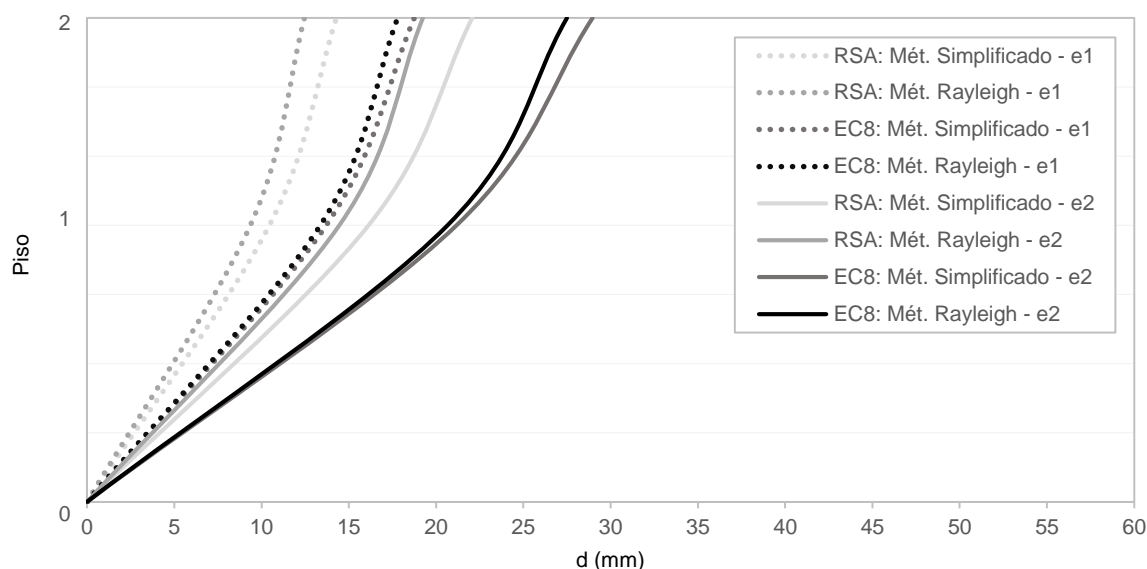


Fig. 6.12 - Perfil de deslocamentos em altura obtidos através dos modelos planos para o pórtico 1 do Edifício 1.

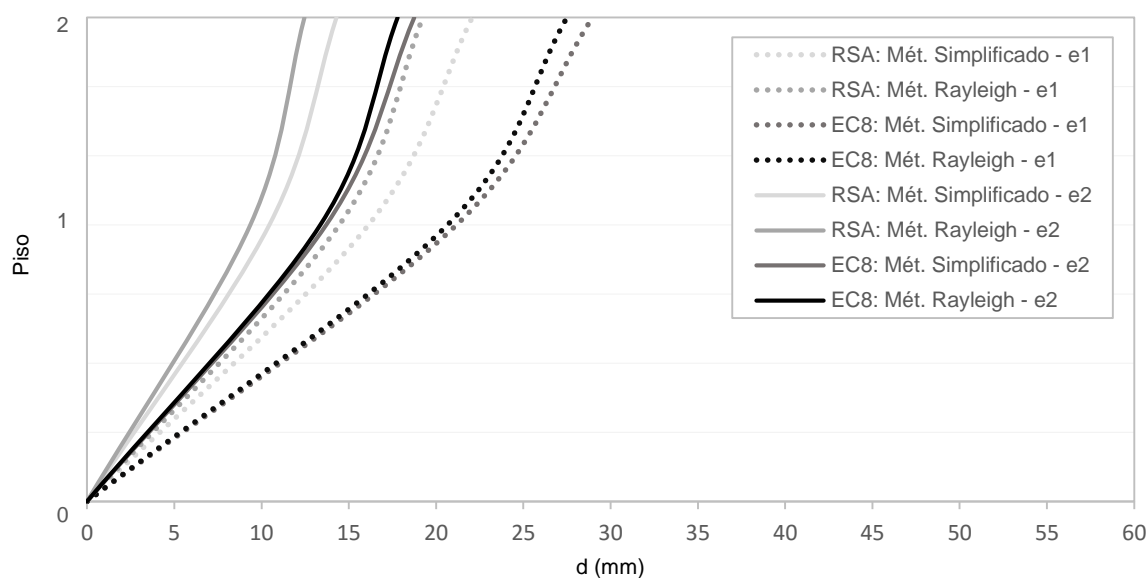


Fig. 6.13 - Perfil de deslocamentos em altura obtidos através dos modelos planos para o pórtico 6 do Edifício 1.

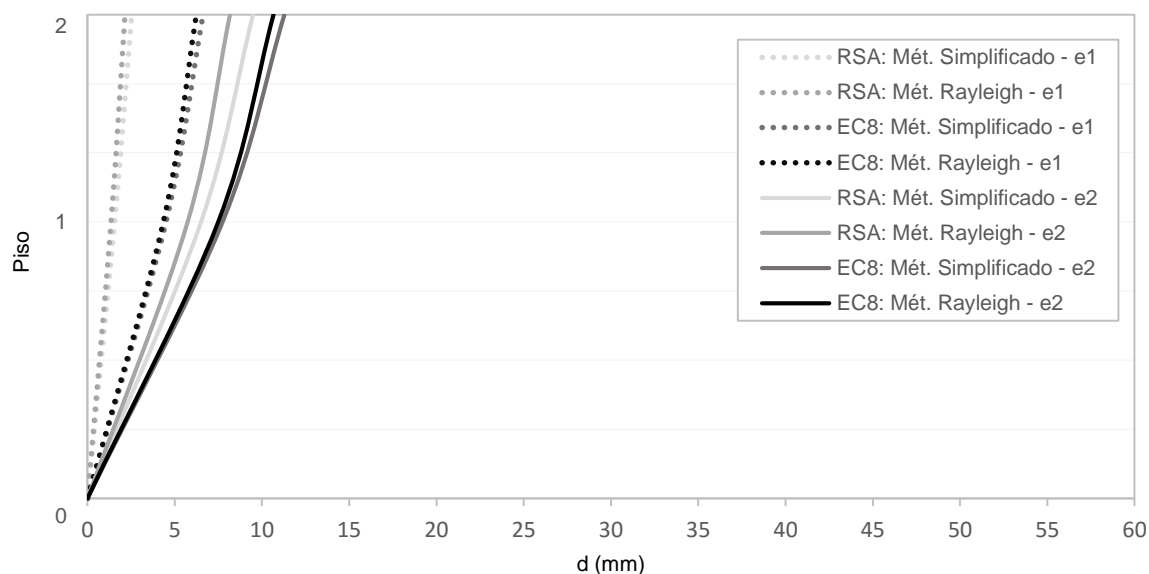


Fig. 6.14 - Perfil de deslocamentos em altura obtidos através dos modelos planos para o pórtico 1 do Edifício 2.

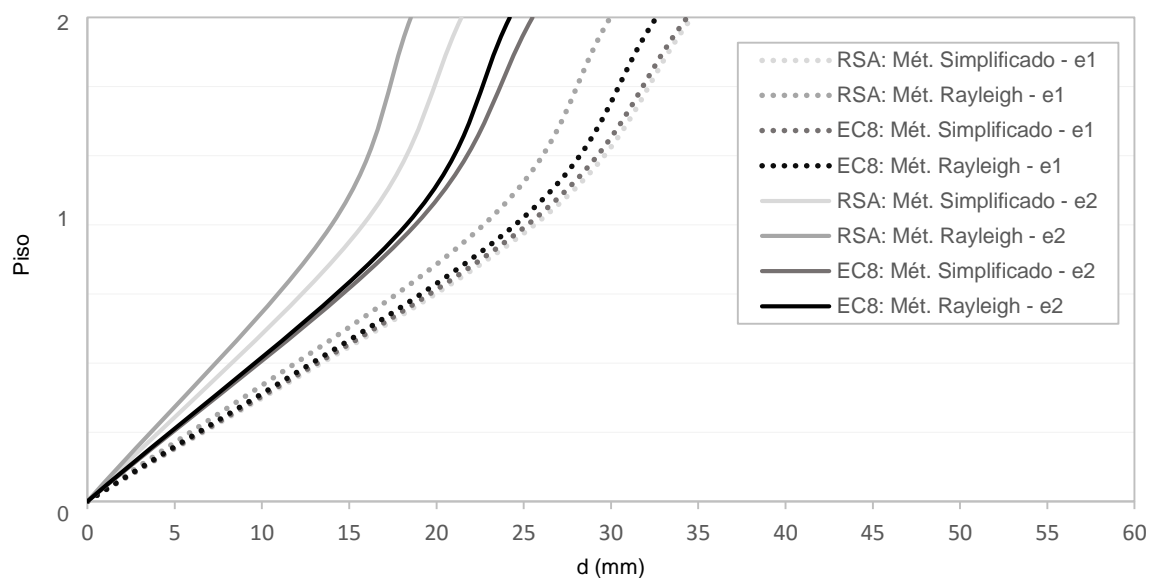


Fig. 6.15 - Perfil de deslocamentos em altura obtidos através dos modelos planos para o pórtico 6 do Edifício 2.

Da visualização dos perfis de deslocamentos em altura do pórtico 1 é possível observar que:

- Os deslocamentos laterais do pórtico 1 são superiores no cenário de excentricidade regulamentar e_2 . Tal pode ser explicado pelo facto de neste cenário a excentricidade accidental regulamentar ser aplicada à esquerda do centro de massa das duas estruturas, pelo que, sendo o pórtico 1 de fachada e localizado na extremidade esquerda das estruturas, é

fácil de perceber que absorve maiores forças sísmicas neste cenário, e, consequentemente, experimentar maiores deslocamentos;

- O pórtico 1 do Edifício 1 sofreu deslocamentos maiores comparativamente aos obtidos para o mesmo pórtico do Edifício 2, devido ao facto de ser menos rígido;
- A utilização do método simplificado preconizado pelo RSA deu origem a deslocamentos de pórtico em média aproximadamente 15 % superiores aos obtidos através do método de Rayleigh. Já a utilização do EC8 conduziu a variações menos significativas, na ordem dos 3 %;

Da visualização dos perfis de deslocamentos em altura do pórtico 6 é possível afirmar que:

- A excentricidade que conduz a deslocamentos do pórtico mais acentuados é a e_1 . No Edifício 1, como seria de esperar, os deslocamentos obtidos para o pórtico 6 com a excentricidade e_1 são os mesmos do pórtico 1 quando se aplica a excentricidade regulamentar e_2 , e vice-versa. Tal pode ser atribuído ao facto da estrutura ser perfeitamente simétrica em planta;
- Os deslocamentos laterais do pórtico 6 do Edifício 2 resultantes da aplicação do EC8, comparativamente aos deslocamentos obtidos para o pórtico 1, aumentaram aproximadamente 460% e 140%, no cenário das excentricidades e_1 e e_2 , respetivamente. Quando a estrutura é analisada pelo RSA, tais deslocamentos aumentam aproximadamente 1500% e 140%, para as excentricidades e_1 e e_2 , respetivamente. A excentricidade e_1 é mais penalizadora no que diz respeito aos deslocamentos laterais da estrutura, na medida em que neste cenário se observa uma aproximação das forças sísmicas ao pórtico em causa, o que, devido ao facto do pórtico ser muito menos rígido comparativamente ao pórtico 1, vai agravar os efeitos de torção observados na estrutura, provocando deslocamentos de pisos muito superiores no pórtico 6. A variação percentual dos deslocamentos, sendo superior no cenário de excentricidade e_1 , reflete isto mesmo;

6.4.4. DRIFTS

Neste ponto é feita uma análise aos deslocamentos das estruturas, normalizados pela sua altura, devidos à ação sísmica, com o objetivo de comparar os efeitos da ação sísmica previstas nos dois regulamentos e segundo os vários tipos de análise.

Nas Fig. 6.16 a 6.27 são apresentados os *drifts* obtidos para os pórticos 1, 3 e 6 de ambos os edifícios, quando se utilizam modelos planos e tridimensionais de análise.

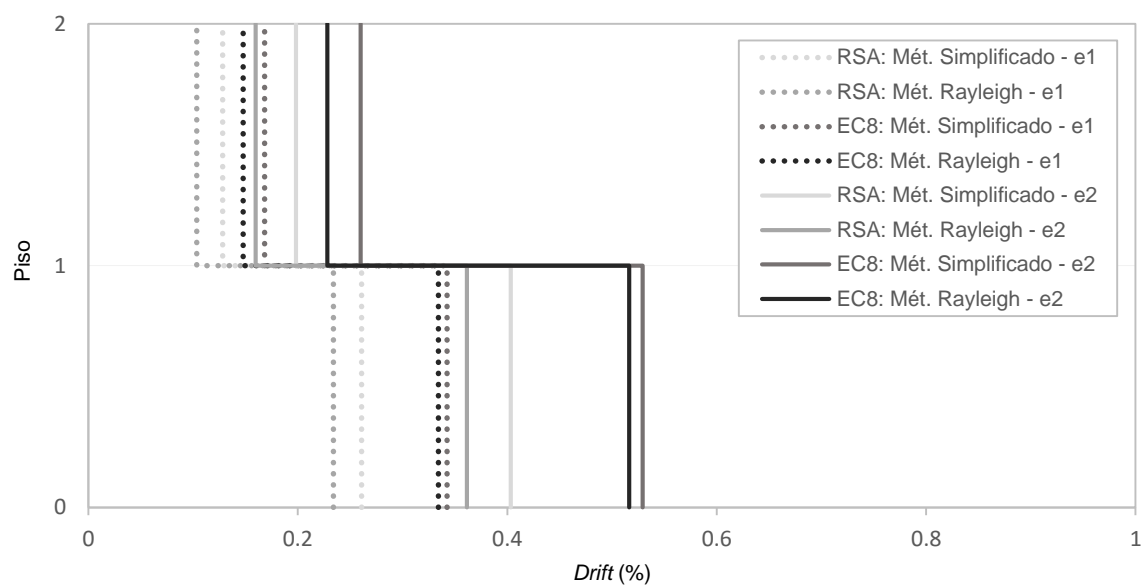


Fig. 6.16 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 1 do Edifício 1.

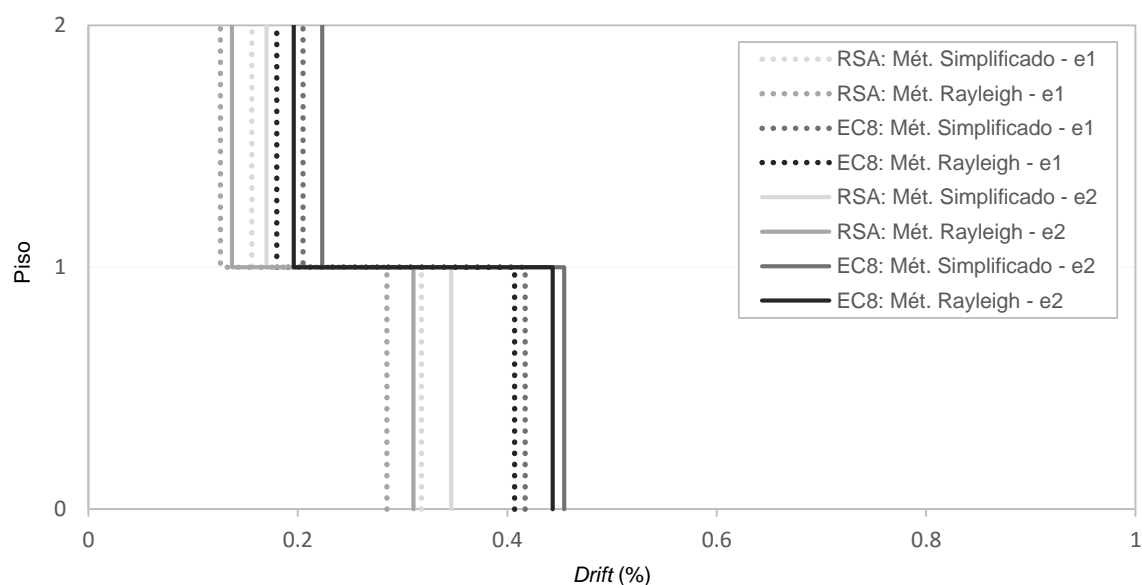


Fig. 6.17 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 3 do Edifício 1.

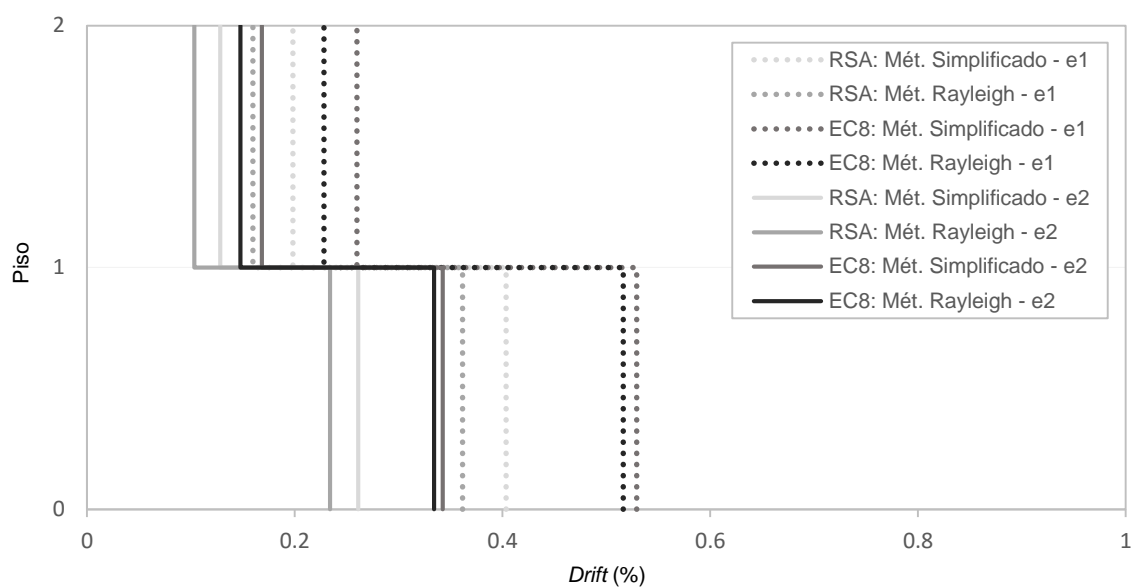


Fig. 6.18 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 6 do Edifício 1.

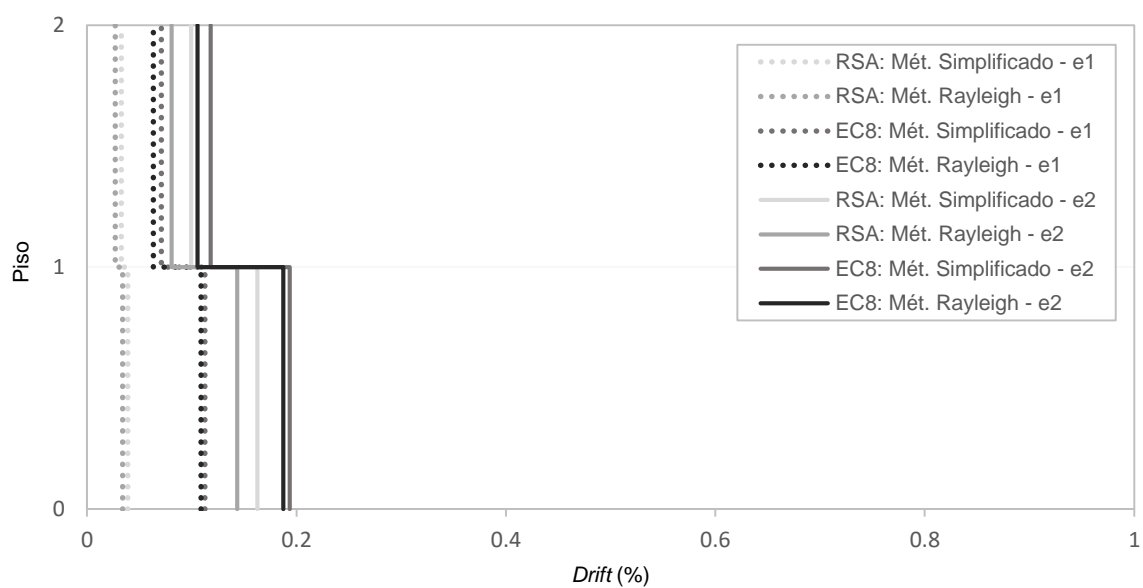


Fig. 6.19 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 1 do Edifício 2.

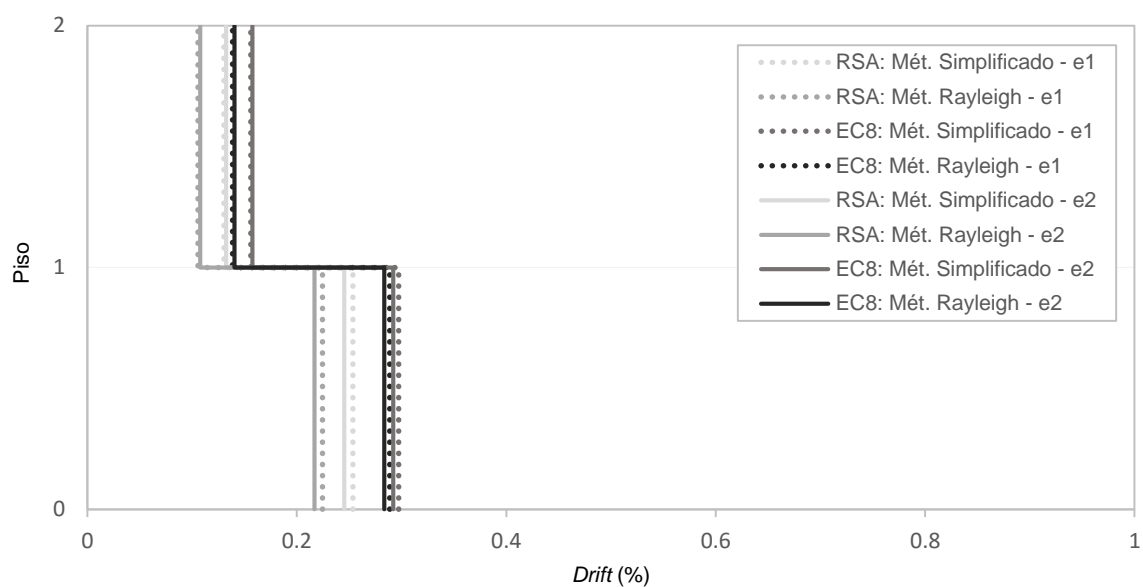


Fig. 6.20 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 3 do Edifício 2.

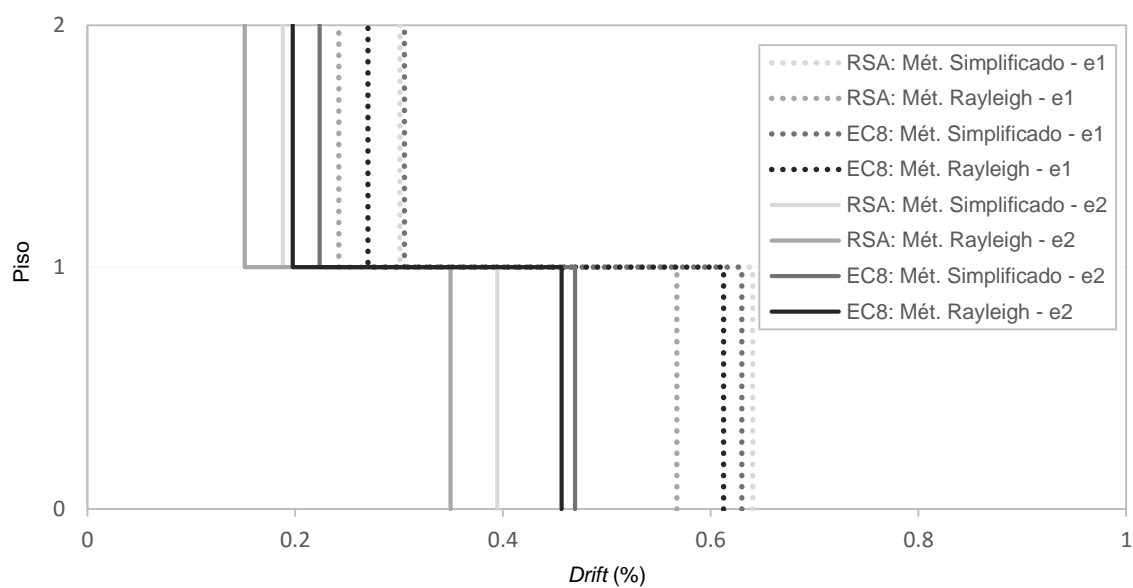


Fig. 6.21 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 6 do Edifício 2.

A utilização de modelos espaciais conduz aos resultados apresentados de seguida:

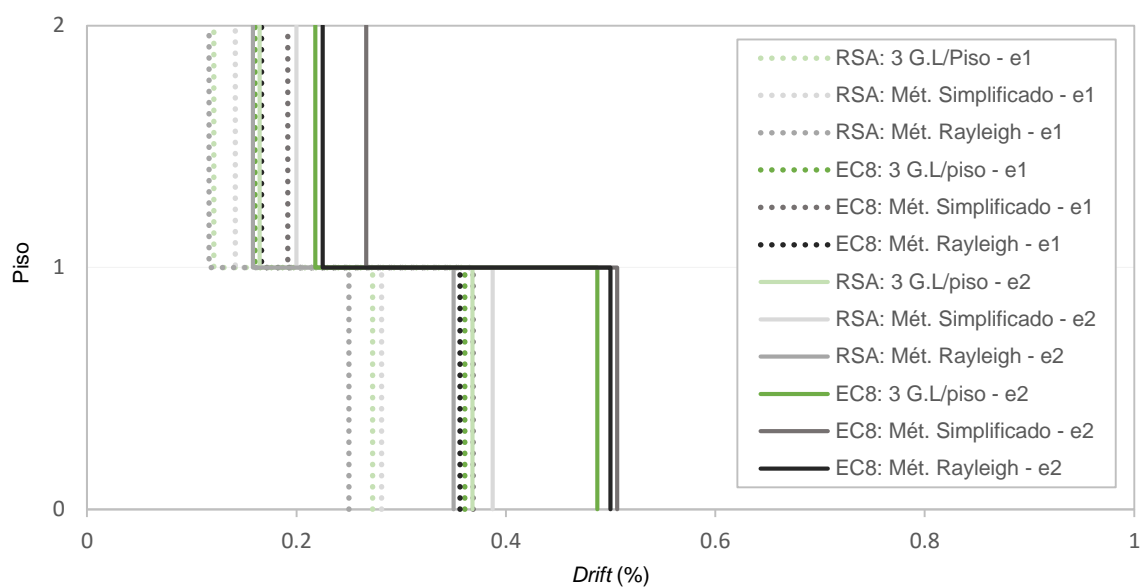


Fig. 6.22 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 1 do Edifício 1.

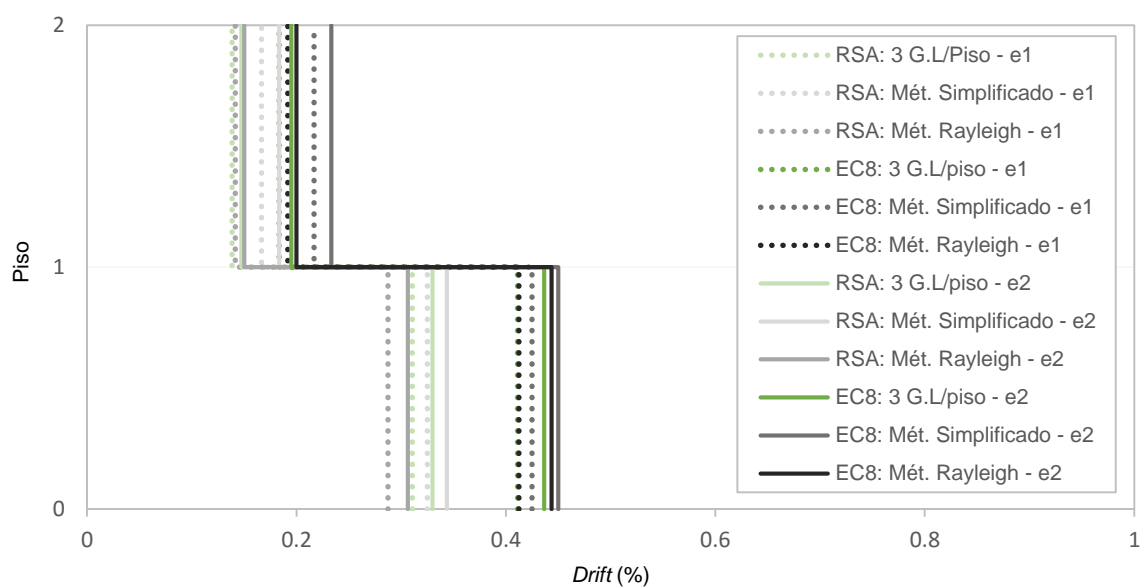


Fig. 6.23 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 3 do Edifício 1.

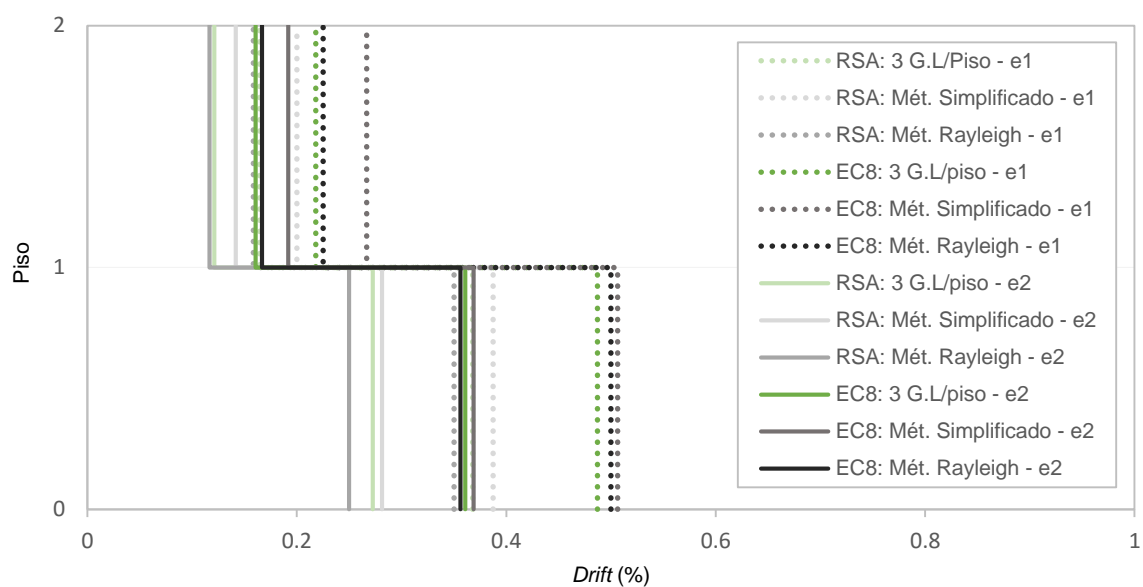


Fig. 6.24 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 6 do Edifício 1.

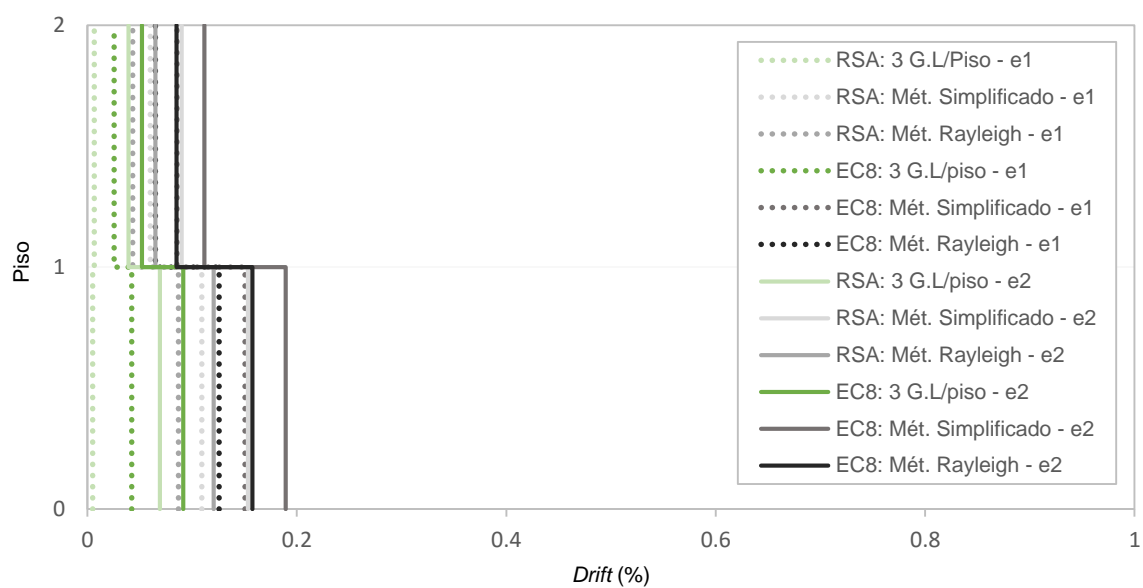


Fig. 6.25 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 1 do Edifício 2.

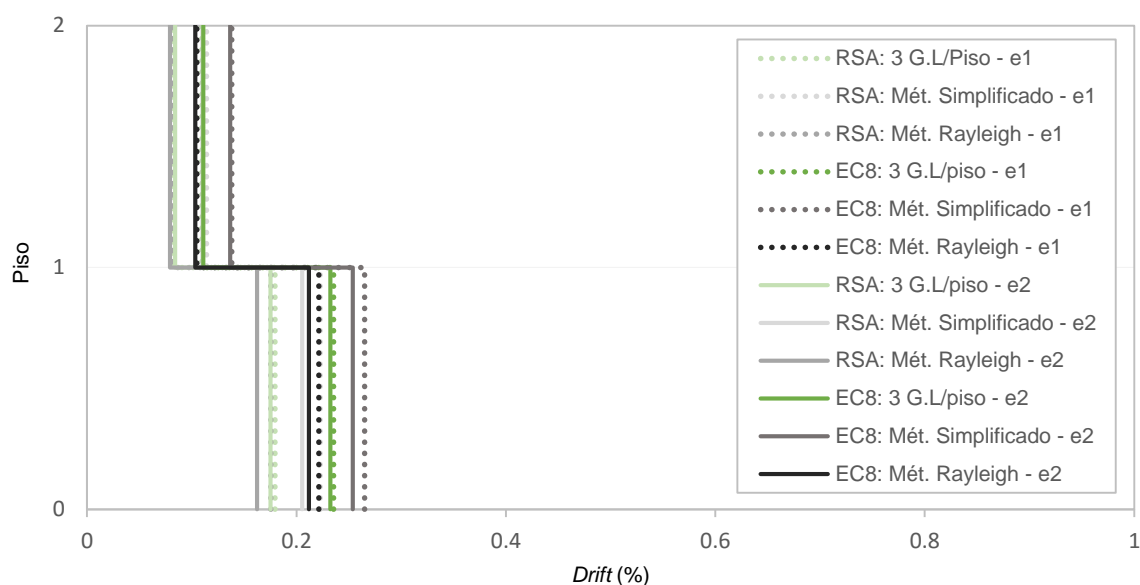


Fig. 6.26 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 3 do Edifício 2.

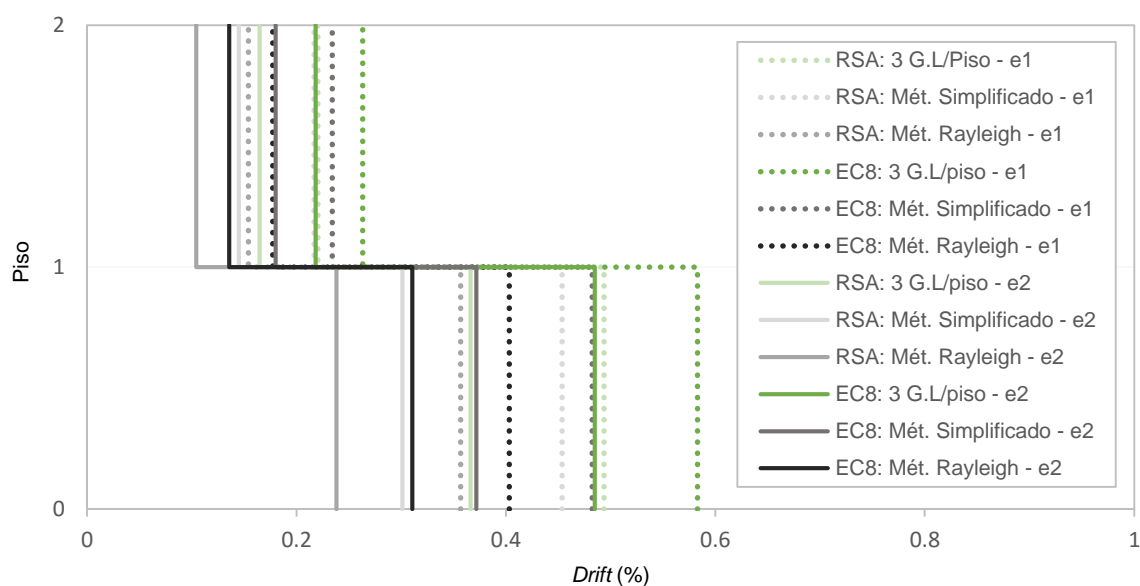


Fig. 6.27 - Deslocamentos entre pisos, normalizados pela altura de piso, do pórtico 6 do Edifício 2.

Da observação das figuras anteriores é possível aferir que:

- O *drift* do primeiro piso é superior ao do segundo. Tal resulta do facto das forças sísmicas a aplicar no primeiro piso serem superiores relativamente às forças a aplicar no último piso, na medida em que o grau de liberdade associado ao primeiro piso tem maior rigidez a si associada, pelo que absorve maior força e, não obstante apresentar maior altura, experimenta maiores *drifts*;

- Relativamente aos valores obtidos para o Edifício 1, é de salientar o esperado aumento no valor do *drift* para o pórtico 1, comparativamente ao Edifício 2, devido ao facto deste ser menos rígido;
- À semelhança do observado relativamente aos deslocamentos laterais da segunda estrutura, e pelos mesmos motivo já descritos em 6.4.3, é possível observar que para o pórtico 1 a excentricidade e_2 é a mais penalizadora. Pelo contrário, para o pórtico 6 a excentricidade e_1 apresenta-se como a mais conservativa;
- No Edifício 2 a análise com três graus de liberdade por piso conduziu às menores e maiores % de *drift* para os pórticos 1 e 6, respetivamente. Tal indica que, para esta estrutura, a rotação de pisos foi máxima neste método, como se comprova posteriormente.

As figuras 6.28 a 6.31 apresentam as variações percentuais dos *drifts* obtidos segundo os vários métodos e modelos de análise, caso os nós da estrutura estejam livres ou impedidos de rodar. Apenas são apresentadas as variações percentuais para o primeiro piso na medida em que é onde se localiza a maior percentagem de *drift*. O método tomado como referência foi o método de Rayleigh quando se analisa a estrutura com um modelo espacial de 6 graus de liberdade por nó.

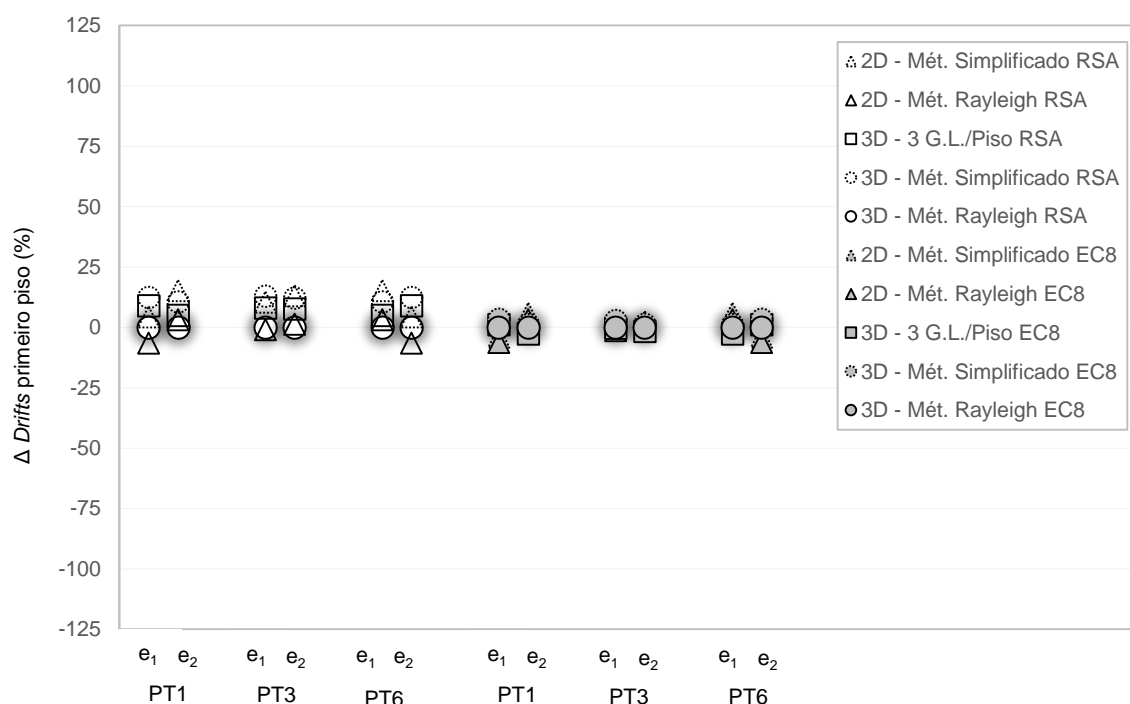


Fig. 6.28 - Variação percentual do valor dos drifts do primeiro piso do Edifício 1 quando a rotação dos nós da estrutura se encontra livre.

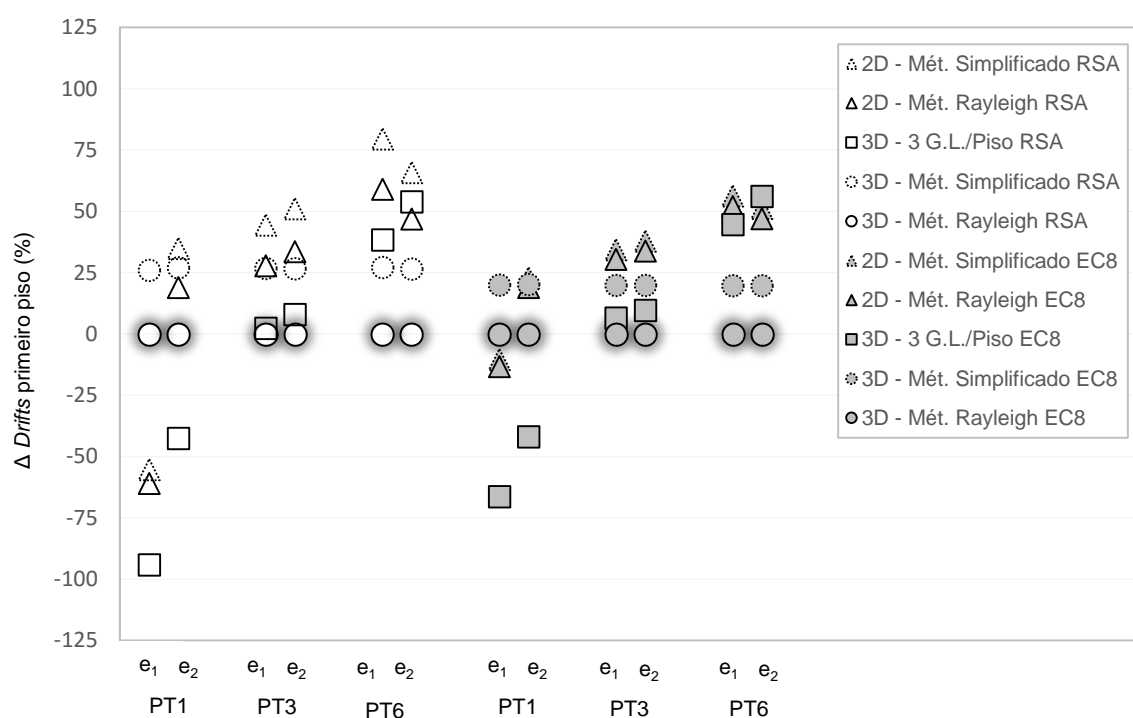


Fig. 6.29 - Variação percentual do valor dos *drifts* do primeiro piso do Edifício 2 quando a rotação dos nós da estrutura se encontra livre.

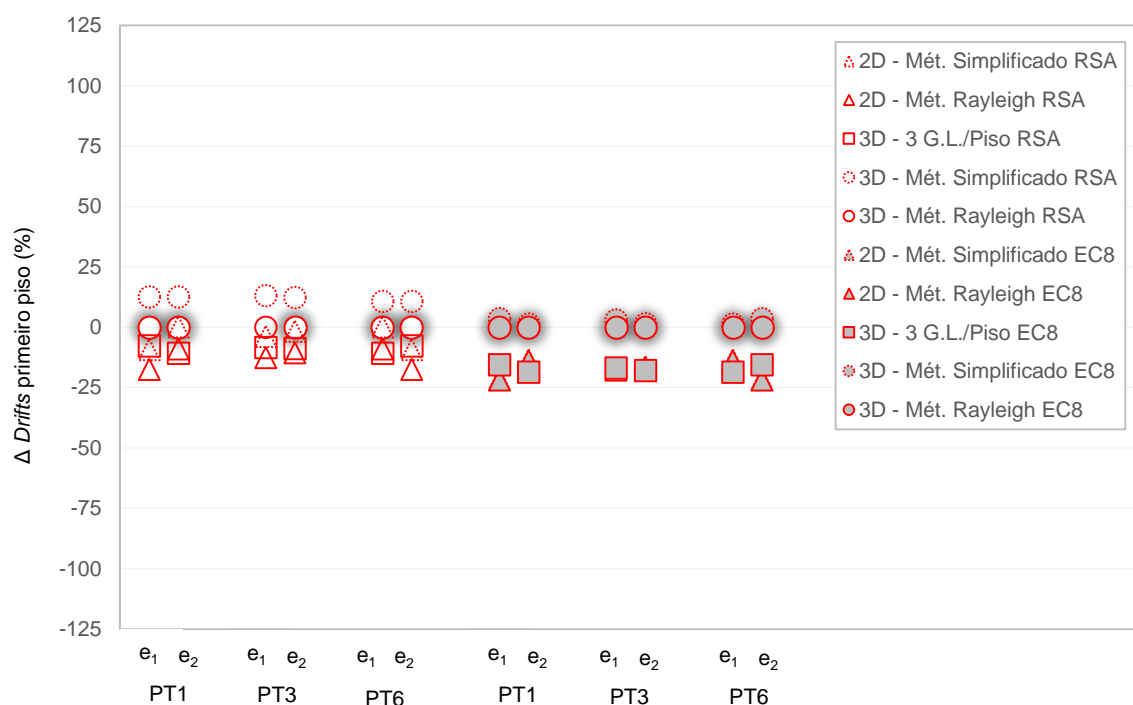


Fig. 6.30 - Variação percentual do valor dos *drifts* do primeiro piso do Edifício 1 quando a rotação dos nós da estrutura se encontra impedida.

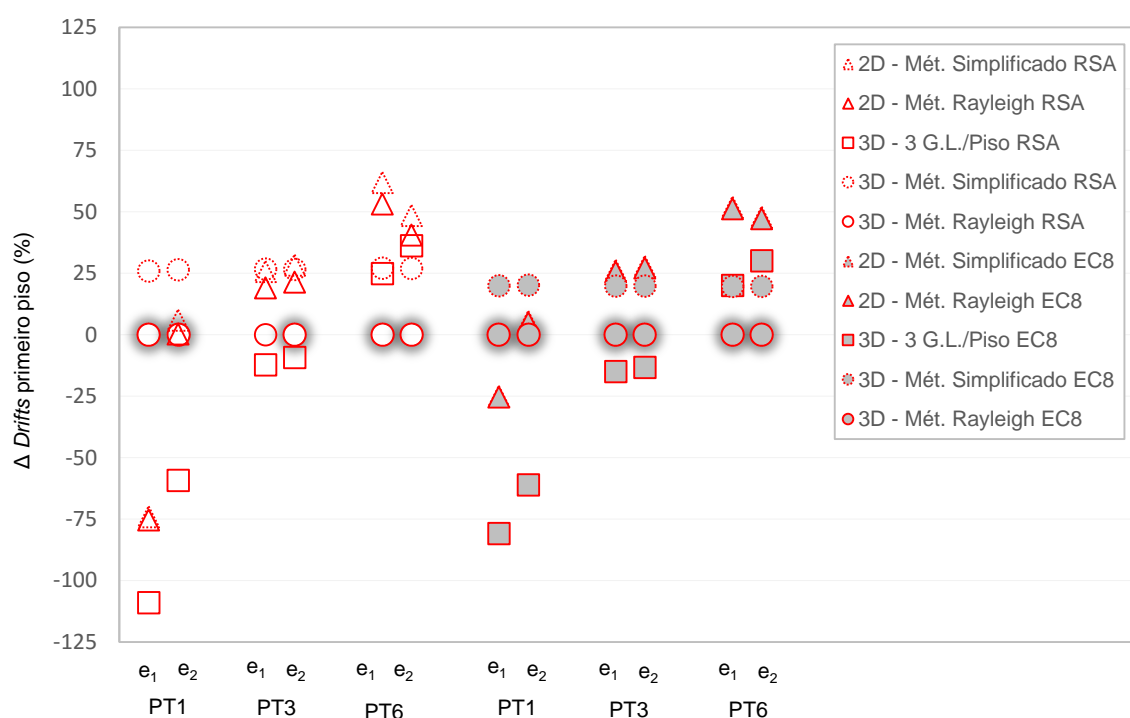


Fig. 6.31 - Variação percentual do valor dos drifts do primeiro piso do Edifício 2 quando a rotação dos nós da estrutura se encontra impedida.

Observando os gráficos obtidos para os dois edifícios é possível constatar que:

- A variação percentual dos valores de *drift* obtidos pelos diversos métodos de análise sísmica, comparativamente ao método de referência, é bastante superior para a estrutura irregular, quer supondo a rotação dos seus nós livre ou impedida;
- A análise da estrutura segundo o RSA conduz a maiores variações percentuais de resultados comparativamente ao EC8;
- No pórtico 3 observam-se variações percentuais muito próximas ao valor de referência em ambos os cenários de excentricidade, e_1 e e_2 . Tal pode ser explicado pela sua localização, na medida em que sendo o pórtico mais próximo do centro de rigidez os seus deslocamentos devido à ação sísmica serão semelhantes nos dois cenários de excentricidade;
- Para o Edifício 2, à exceção do pórtico 1 no cenário de excentricidade e_1 , a utilização de modelos planos de análise conduz a resultados do lado da segurança, na medida em que são obtidos maiores valores de *drift* em relação ao método de referência.

6.4.5. ROTAÇÕES DE PISO

As rotações de piso constituem um parâmetro global da resposta importante na análise do desempenho sísmico dos edifícios. A sua apresentação será feita com recurso à vista em planta dos edifícios, desenhando a deformada provocada pela rotação do piso para cada método e modelos de análise. De salientar que os deslocamentos devido à ação sísmica foram multiplicados por um fator de escala de valor 100, de modo a ser melhor perceptível a rotação ao nível de cada piso.

Seguidamente, além de serem representadas as rotações de ambos os pisos para os dois cenários de excentricidade regulamentares, e_1 e e_2 , apresenta-se uma série de comentários aos resultados obtidos quando se estuda o edifício através de modelos planos de análise.

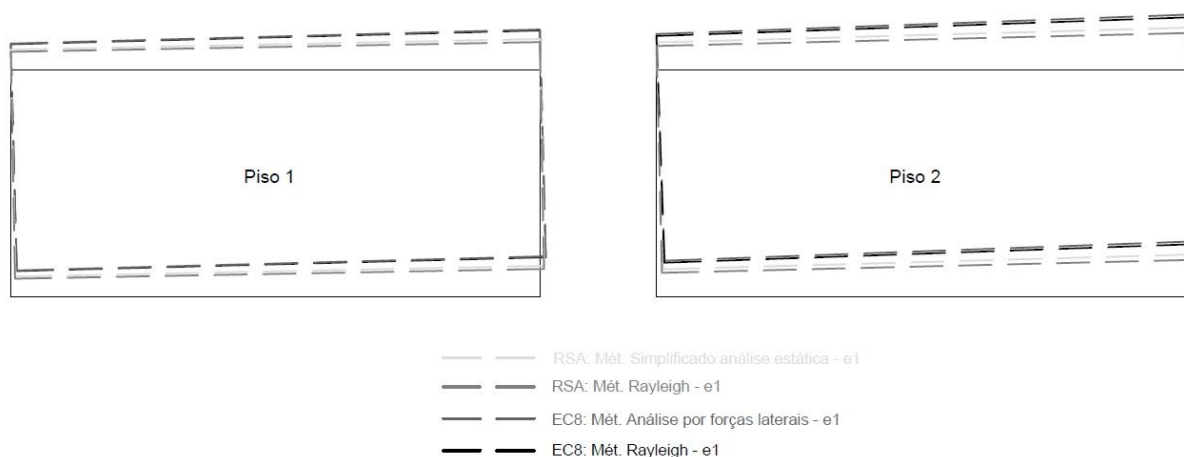


Fig. 6.32 - Rotações de piso do Edifício 1 para a excentricidade e_1 .

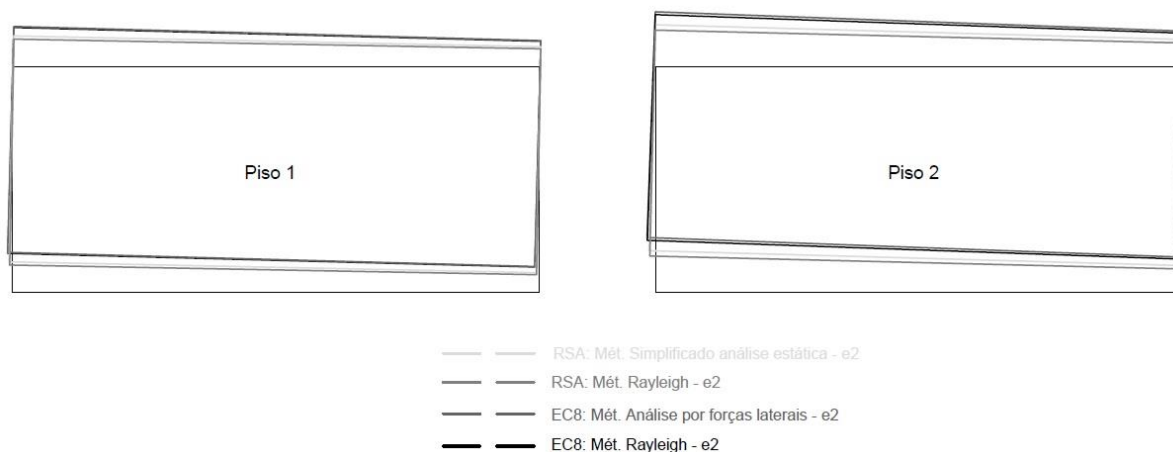


Fig. 6.33 - Rotações de piso do Edifício 1 para a excentricidade e_2 .

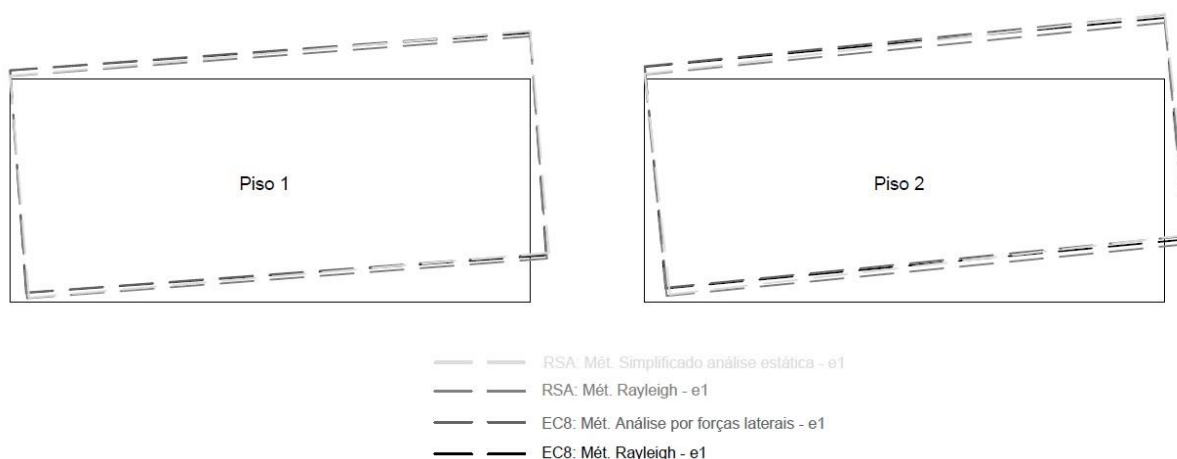


Fig. 6.34 - Rotações de piso do Edifício 2 para a excentricidade e_1 .

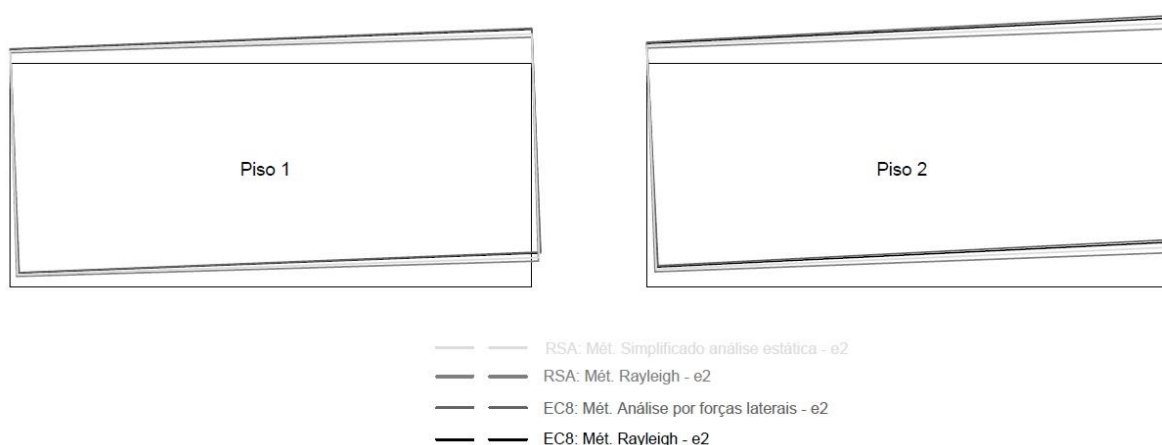


Fig. 6.35 - Rotações de piso do Edifício 2 para a excentricidade e_2 .

Observando as deformadas em planta da estrutura, é possível tecer algumas considerações:

- Para o Edifício 1, simétrico em planta, a aplicação das forças sísmicas com as excentricidades regulamentares e_1 e e_2 resulta, como seria de esperar, em rotações de piso semelhantes mas com sentidos contrários;
- Para o Edifício 1 observaram-se rotações de piso superiores quando a estrutura é analisada pelo EC8, o que resulta do facto das forças sísmicas calculadas de acordo com este regulamento serem superiores também;
- No Edifício 2, a excentricidade e_1 provoca maiores rotações em ambos os pisos. Tal deve-se ao facto de no cenário com a excentricidade e_1 a distância das forças sísmicas ao centro de rigidez ser maior comparativamente à excentricidade e_2 , o que juntando ao facto da estrutura ser assimétrica em planta, em que os dois pórticos localizados mais à esquerda são muito mais rígidos comparativamente aos restantes quatro, leva a que no cenário e_1 o edifício sofra esforços de torção mais agravados;
- Para a segunda estrutura, no cenário de excentricidade e_1 , as rotações de piso calculadas quando se analisa a estrutura pelo RSA são superiores às calculadas através do EC8, na medida em que a excentricidade e_1 do RSA é muito mais penalizadora comparativamente

à do EC8. No cenário de excentricidade e_2 , em que a mesma é igual para ambos os regulamentos, a situação inverte-se, porque as forças sísmicas calculadas segundo o EC8 são superiores às obtidas através da utilização do RSA;

- Para ambas as estruturas as rotações do segundo piso são significativamente superiores às do primeiro. No cenário com a excentricidade e_1 observam-se rotações aproximadamente 30% superiores no caso do Método de Rayleigh, e de aproximadamente 34% quando se analisa a estrutura pelos métodos simplificados propostos por RSA e EC8. Já no cenário com a excentricidade e_2 a diferença não é tão significativa, fixando-se em deslocamentos 25% superiores para o Método de Rayleigh e 28% nos métodos simplificados. Tal constatação pode ser atribuída ao facto do segundo piso ser menos rígido, logo, é mais fácil provocar nele uma rotação em comparação com o primeiro piso;
- Todos os métodos de análise conduziram a rotações de piso não muito dispares, tal como representado nos quadros 6.14 e 6.15, nos quais são apresentadas as variações percentuais entre a rotação de piso máxima e mínima obtidas para cada estrutura, cenário de excentricidade, e piso.

Quadro 6.14 - Variação percentual entre as rotações de piso máximas e mínimas para o Edifício 1.

Piso	Excentricidade	Rotação máxima (°)	Rotação mínima (°)	Diferença (%)
1	e_1	0.015287	0.010441	- 31.69
	e_2	-0.010441	-0.015287	- 46.40
2	e_1	0.020917	0.013903	- 33.53
	e_2	-0.013903	-0.020917	- 50.45

Quadro 6.15 - Variação percentual entre as rotações de piso máximas e mínimas para o Edifício 2.

Piso	Excentricidade	Rotação máxima (°)	Rotação mínima (°)	Diferença (%)
1	e_1	0.049248	0.041231	- 16.27
	e_2	0.022596	0.016874	- 25.32
2	e_1	0.065715	0.029077	- 17.96
	e_2	0.029077	0.021203	- 27.08

De seguida apresentam-se as variações percentuais da rotação dos pisos relativamente ao método de referência, tomado como o método de Rayleigh.

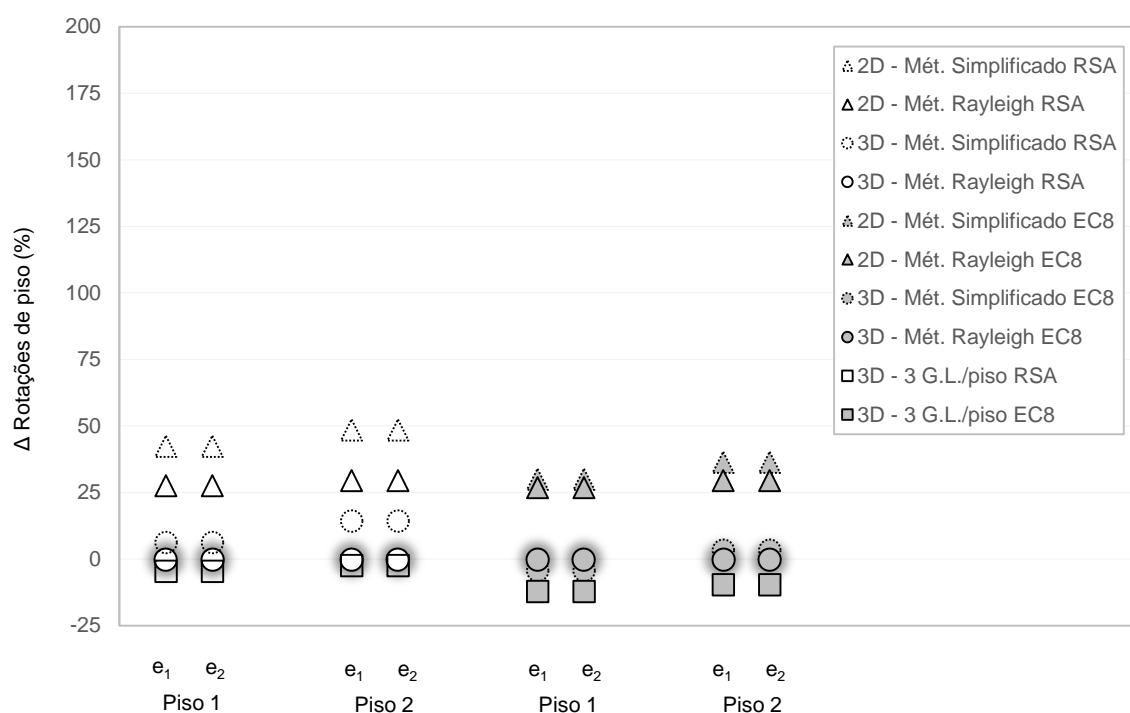


Fig. 6.36 - Variação percentual do valor das rotações de piso em função dos métodos e modelos de análise sísmica para o Edifício 1.

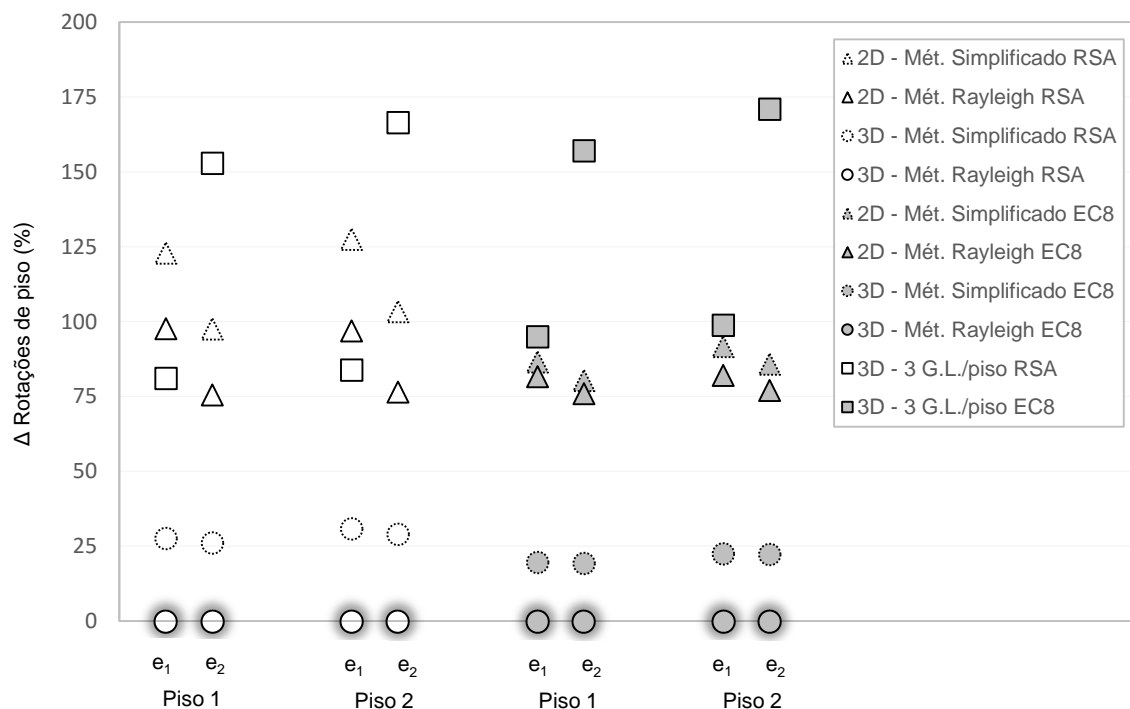


Fig. 6.37 - Variação percentual do valor das rotações de piso em função dos métodos e modelos de análise sísmica para o Edifício 2.

Com base nos resultados apresentados nos gráficos anteriores, constata-se que:

- A utilização de modelos planos de análise resultou em maiores rotações de piso comparativamente aos modelos espaciais;
- À exceção do piso 1 do Edifício 1, a utilização de métodos simplificados de análise, comparativamente ao método de Rayleigh, conduz a rotações de piso superiores quer nos modelos planos, quer nos modelos tridimensionais;
- A variação percentual entre métodos e modelos de análise segundo o EC8 é substancialmente inferior à obtida quando a estrutura é analisada pelo RSA;
- As rotações de piso obtidas nas várias análises sísmicas para a estrutura simétrica em planta, Edifício 1, estão muito mais próximas da rotação considerada de referência, comparativamente à estrutura irregular em planta, Edifício 2.

6.4.6. FORÇAS DE CORTE BASAL

Na presente secção procura-se clarificar a distribuição das forças sísmicas apresentadas em 6.4.2 por alguns pórticos das estruturas. Para isso, foram selecionados e analisados três pórticos, nomeadamente dois pórticos de fachada, PT1 e PT6, os quais pertencem aos alinhamentos A e F, respetivamente, e um pórtico mais central, PT3, pertencente ao alinhamento C. Os resultados obtidos para as forças de corte basal na base são apresentados nos quadros 6.16 a 6.19.

Quadro 6.16 - Forças de corte basal na base obtidas para o Edifício 1, segundo o RSA.

Modelo estrutural	Método de análise	Força de corte basal na base (kN)					
		PT1		PT3		PT6	
		e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂
Plano	Mét. Simplificado	46.60	72.03	56.77	61.86	72.03	46.60
	Mét. Rayleigh	42.09	65.05	51.28	55.87	65.05	42.09
Tridimensional	3 G.L./piso	49.04	66.18	55.89	59.32	66.18	49.04
	6 G.L./nó						
	Mét. Simplificado	49.48	69.15	57.35	61.28	69.15	49.48
	Mét. Rayleigh	44.67	62.46	51.79	55.34	62.46	44.67

Quadro 6.17 - Forças de corte basal na base obtidas para o Edifício 1, segundo o EC8.

Modelo estrutural	Método de análise	Força de corte basal na base (kN)					
		PT1		PT3		PT6	
		e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂
Plano	Mét. Simplificado	61.14	94.49	74.48	81.15	94.49	61.14
	Mét. Rayleigh	60.13	92.93	73.25	79.81	92.93	60.13
Tridimensional	3 G.L./piso	64.91	87.61	73.99	78.53	87.61	64.91
	6 G.L./nó						
	Mét. Simplificado	64.91	90.73	75.24	80.38	90.73	64.91
	Mét. Rayleigh	63.83	89.23	74.01	79.07	89.23	63.83

Quadro 6.18 - Forças de corte basal na base obtidas para o Edifício 2, segundo o RSA.

Modelo estrutural	Método de análise	Força de corte basal na base (kN)					
		PT1		PT3		PT6	
		e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂
Plano	Mét. Simplificado	16.96	75.22	45.10	43.47	114.75	70.64
	Mét. Rayleigh	15.01	67.06	40.20	38.72	102.38	63.01
Tridimensional	3 G.L./pisos	1.99	32.36	32.23	31.37	88.82	65.86
	6 G.L./nó						
	Mét. Simplificado	39.24	79.76	42.49	41.33	92.27	61.65
	Mét. Rayleigh	31.72	63.54	33.79	32.87	73.12	49.10

Quadro 6.19 - Forças de corte basal na base obtidas para o Edifício 2, segundo o EC8.

Modelo estrutural	Método de análise	Força de corte basal na base (kN)					
		PT1		PT3		PT6	
		e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂
Plano	Mét. Simplificado	51.77	89.50	52.78	51.73	112.63	84.05
	Mét. Rayleigh	50.64	87.59	51.62	50.57	110.26	82.30
Tridimensional	3 G.L./pisos	19.57	42.83	42.18	41.53	104.78	87.18
	6 G.L./nó						
	Mét. Simplificado	69.30	98.56	51.90	51.07	98.30	76.18
	Mét. Rayleigh	58.34	83.00	43.65	42.93	82.76	64.15

Da observação dos quadros anteriores é possível aferir que:

- As forças de corte basal no pórtico 3 tomam valores semelhantes para ambos os cenários de excentricidade e ambos os regulamentos. Tal advém do pórtico 3 estar localizado no centro da estrutura, próximo do centro de rigidez, ponto em torno do qual a estrutura roda;
- Os métodos simplificados de análise conduziram a forças de corte basal superiores em todos os pórticos, o que vai de encontro aos resultados obtidos das forças sísmicas, determinadas em 6.4.2;
- Para o Edifício 2, no modelo com seis graus de liberdade por nó a diferença de forças de corte basal na base para os pórticos de fachada foi menos pronunciada comparativamente à diferença observada quando se utilizam modelos planos de análise, o que confirma o disposto em 6.4.5, relativamente às rotações de piso, as quais foram superiores quando se utilizaram os modelos planos comparativamente ao modelo com seis graus de liberdade por nó;
- Para o Edifício 2, a rotação de ambos os pisos é superior no modelo tridimensional com três graus de liberdade por piso. O facto de neste método, comparativamente aos restantes, a diferença entre as forças de corte basal na base entre os pórticos de fachada ser a maior, vem confirmar este cenário;

- Para o pórtico 1 do Edifício 2, o desvio entre a força de corte basal na base da estrutura em ambos os cenários de excentricidade regulamentares foi superior no RSA comparativamente ao EC8. Tal deve-se ao facto da excentricidade e_1 do primeiro regulamento ser significativamente mais penalizadora em relação à prevista no EC8, devido ao facto do RSA permitir a utilização de modelos e métodos simplificados de análise a um maior leque de estruturas, pelo que preconiza excentricidades regulamentares mais severas. Por seu turno, o EC8 impõe restrições mais exigentes à utilização desse tipo de métodos, pelo que não há necessidade das excentricidades serem tão gravosas como no RSA.

Seguidamente apresentam-se as variações percentuais entre todos os modelos e métodos de análise sísmica, comparativamente a um de referência, nomeadamente a análise das estruturas pelo método de Rayleigh num modelo com 6 graus de liberdade por nó.

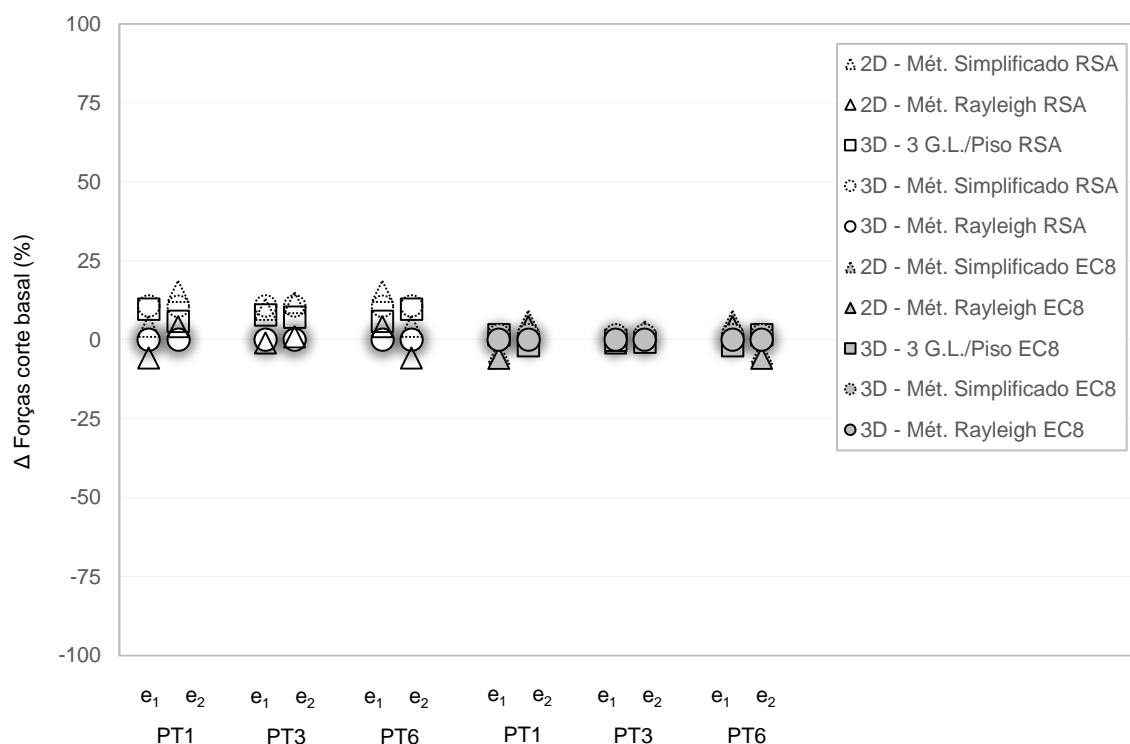


Fig. 6.38 - Variação percentual entre as forças de corte basal na base dos pórticos 1, 3 e 6 do Edifício 1.

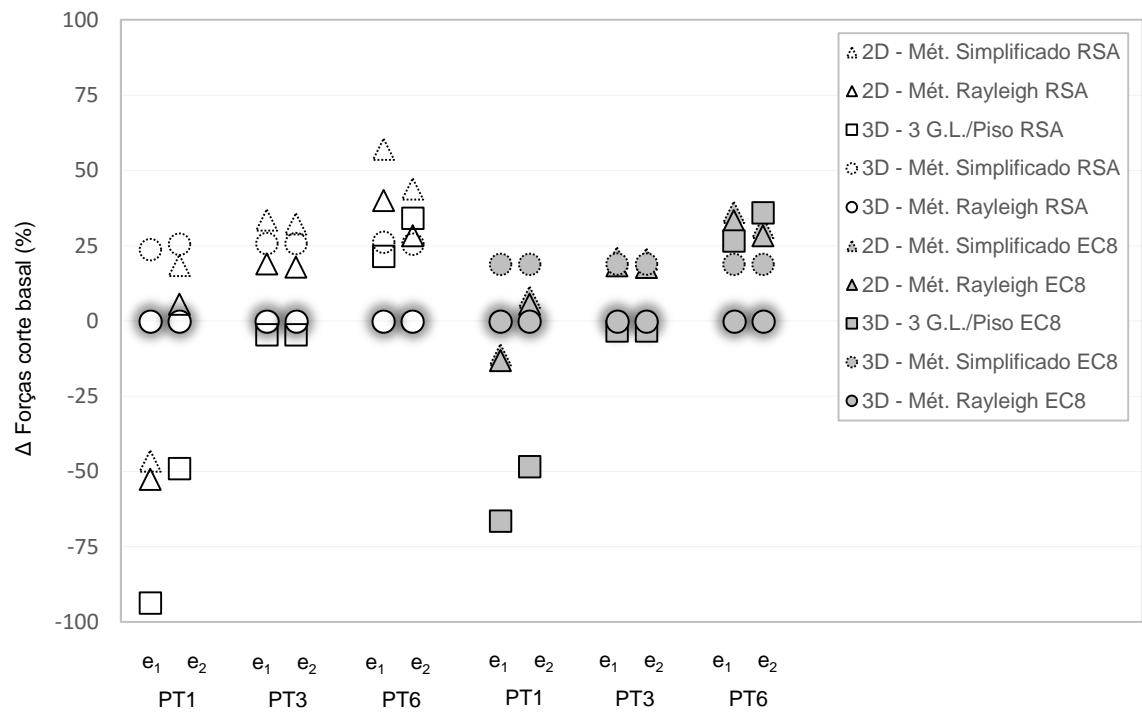


Fig. 6.39 - Variação percentual entre as forças de corte basal na base dos pórticos 1, 3 e 6 do Edifício 2.

6.4.7. MOMENTOS FLETORES NA BASE DE ALGUNS PILARES

O estudo da resposta sísmica do edifício através da utilização de vários modelos e métodos incidiu ainda na quantificação dos momentos fletores na base de determinados pilares. A escolha dos pilares a analisar resultou da tentativa de escolher um número suficiente de elementos que representassem o comportamento global da estrutura. Assim, foram escolhidos dois pilares de canto e de fachada, P1 e P4, localizados respetivamente no pórtico 1 e 6, e dois pilares pertencentes à zona central da estrutura, contudo, um deles é de canto, P2, e encontra-se inserido no pórtico 3, o outro corresponde a um pilar central do pórtico 4, e foi designado como P3.

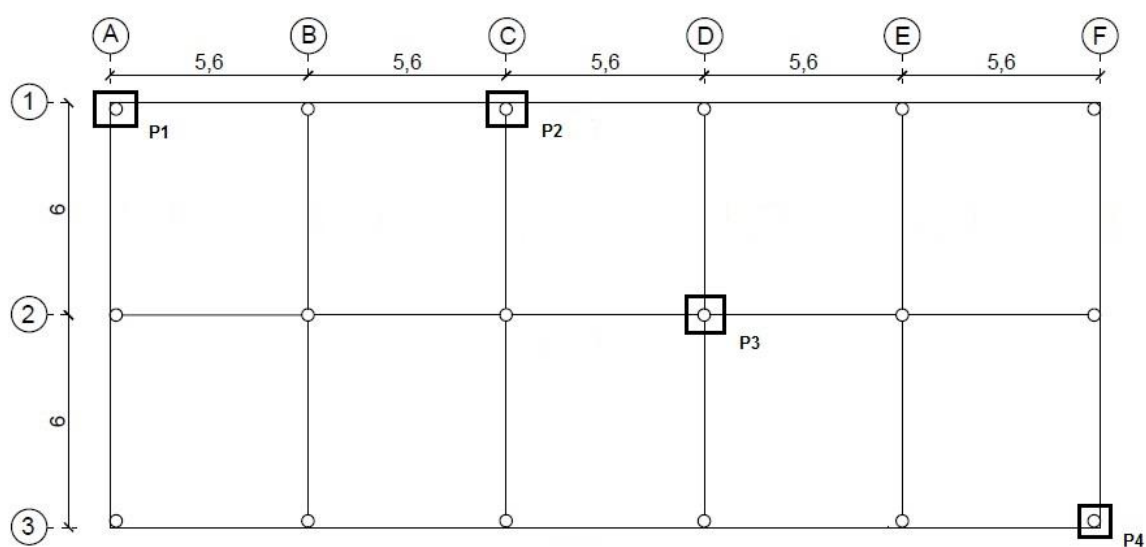


Fig. 6.40 - Localização dos pilares P1, P2, P3 e P4 no Edifício 1.

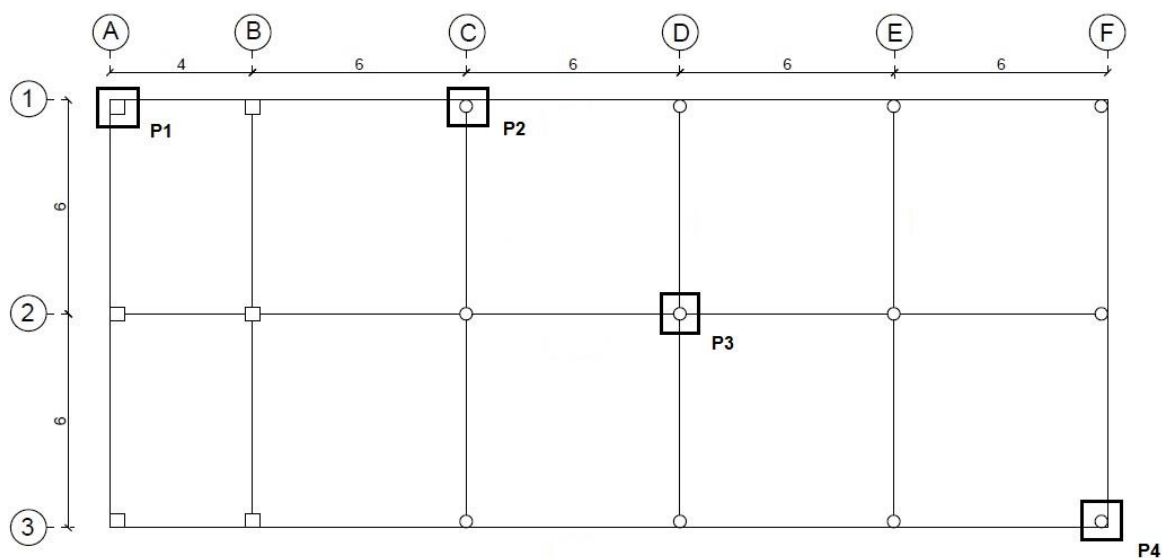


Fig. 6.41 - Localização dos pilares P1, P2, P3 e P4 no Edifício 2.

Nos quadros que se seguem indicam-se os valores dos momentos na base dos quatro pilares para os diversos modelos estruturais e métodos de análise.

Quadro 6.20 - Momentos na base dos quatro pilares do Edifício 1, segundo o RSA .

Modelo estrutural	Método de análise	Momentos (kN.m)							
		P1		P2		P3		P4	
		e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂
2D	Mét. Simplificado	32.28	49.89	39.32	47.31	47.31	43.42	49.89	32.28
	Mét. Rayleigh	29.11	44.97	35.45	42.52	42.52	39.02	44.97	29.11
3D	3 G.L./piso	33.91	45.76	38.65	45.16	45.16	38.65	45.76	33.91
	6	Mét. Simplificado	34.30	47.92	39.76	42.47	46.90	43.91	47.92
		Mét. Rayleigh	30.92	43.20	35.84	38.29	42.14	39.45	43.20
	G.L./nó								

Quadro 6.21 - Momentos na base dos quatro pilares do Edifício 1, segundo o EC8.

Modelo estrutural	Método de análise	Momentos (kN.m)							
		P1		P2		P3		P4	
		e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂
2D	Mét. Simplificado	42.35	65.45	51.59	62.07	62.07	56.97	65.45	42.35
	Mét. Rayleigh	41.58	64.26	50.64	60.73	60.73	55.74	64.26	41.58
3D	3 G.L./piso	44.88	60.58	51.16	59.78	59.78	51.16	60.58	44.88
	6	Mét. Simplificado	45.00	62.87	52.16	55.72	61.53	57.60	62.87
		Mét. Rayleigh	44.17	61.72	51.19	54.69	60.20	56.36	61.72
	G.L./nó								

Quadro 6.22 - Momentos na base dos quatro pilares do Edifício 2, segundo o RSA .

Modelo estrutural	Método de análise	Momentos (kN.m)							
		P1		P2		P3		P4	
		e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂
2D	Mét. Simplificado	12.44	54.23	31.26	30.16	52.24	40.26	79.42	48.90
	Mét. Rayleigh	10.97	48.19	27.82	26.82	46.38	35.72	70.74	43.55
3D	3 G.L./pisos	1.52	23.25	22.31	21.72	38.92	32.70	61.41	45.55
	6 G.L./nó								
	Mét. Simplificado	28.47	57.52	29.48	28.70	45.20	36.91	63.88	42.70
	Mét. Rayleigh	22.92	45.65	23.41	22.78	35.71	29.23	50.54	33.95

Quadro 6.23 - Momentos na base dos quatro pilares do Edifício 2, segundo o EC8.

Modelo estrutural	Método de análise	Momentos (kN.m)							
		P1		P2		P3		P4	
		e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂	e ₁	e ₂
2D	Mét. Simplificado	37.38	64.54	36.60	35.89	55.70	47.91	77.99	58.19
	Mét. Rayleigh	36.44	62.95	35.74	35.04	54.26	46.66	76.23	56.88
3D	3 G.L./pisos	14.10	30.78	29.19	28.75	48.06	43.28	72.46	60.29
	6 G.L./nó								
	Mét. Simplificado	50.06	71.07	36.02	35.46	51.61	45.61	68.08	52.76
	Mét. Rayleigh	41.99	59.64	30.24	29.76	43.22	38.18	57.22	44.35

Adotando como valores de referência os obtidos através do método de Rayleigh no modelo com 6 graus de liberdade por nó, é possível estabelecer as variações percentuais dos valores dos momentos na base dos pilares obtidos através dos vários métodos de análise relativamente ao tomado como referência. Essas variações encontram-se expressas nas figuras 6.42 e 6.43, respetivamente para o Edifício 1 e 2.

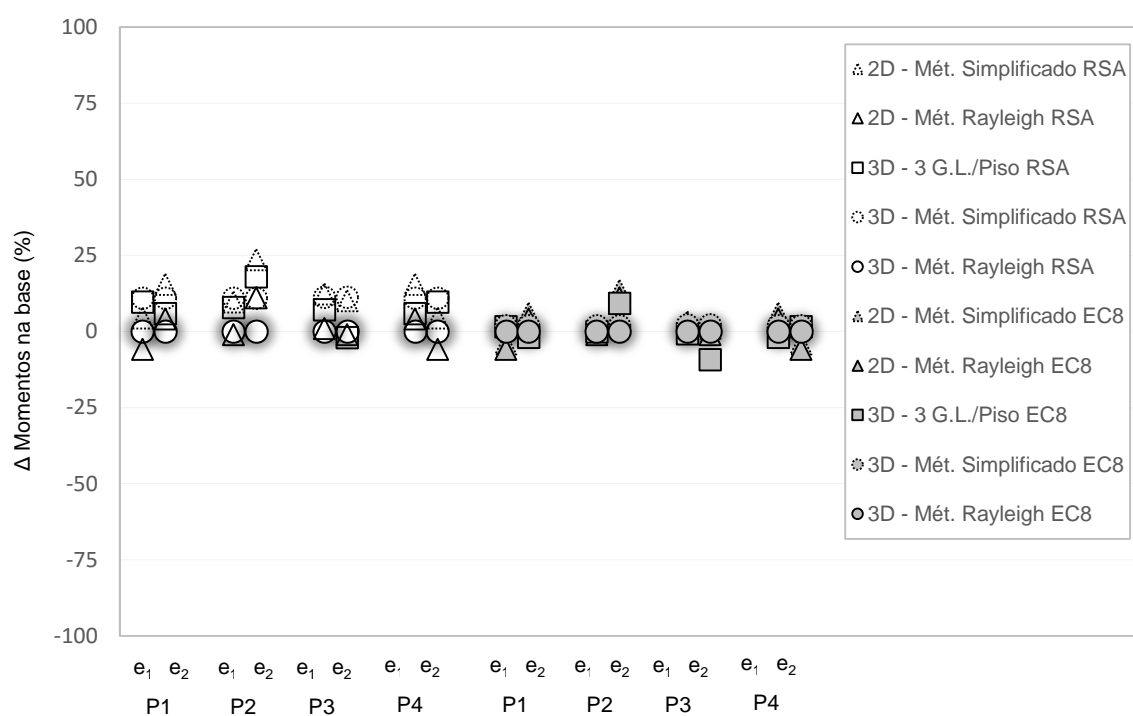


Fig. 6.42 - Variação percentual dos momentos nos pilares 1, 2, 3 e 4 do Edifício 1 em função dos métodos e modelos de análise sísmica, para o RSA e EC8.

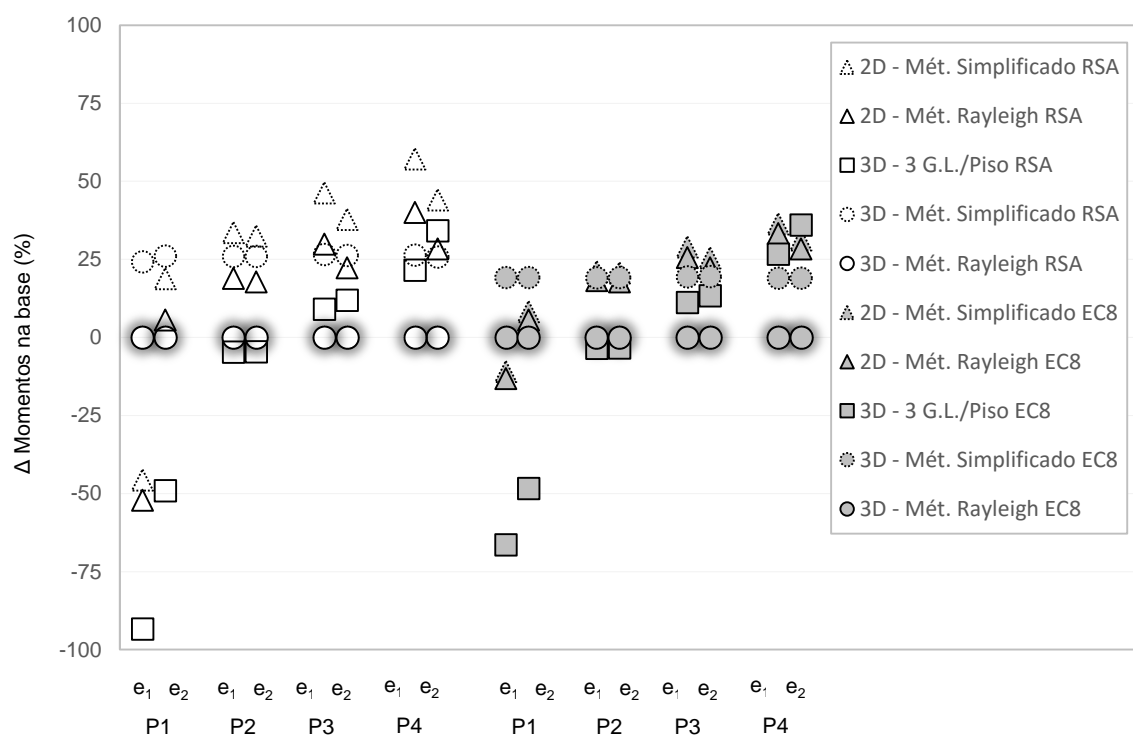


Fig. 6.43 - Variação percentual dos momentos nos pilares 1, 2, 3 e 4 do Edifício 2 em função dos métodos e modelos de análise sísmica, para o RSA e EC8.

Da visualização das figuras anteriores, assim como dos quadros apresentados previamente, é possível observar que:

- No Edifício 1 observa-se uma grande proximidade entre os valores dos momentos na base dos pilares em estudo. A variação percentual máxima relativamente ao método de referência fixa-se nos 25%, aproximadamente. Já no Edifício 2, a variação de resultados entre métodos é maior comparativamente ao primeiro, sendo a variação percentual máxima obtida para a análise com três graus de liberdade por piso, no cenário de excentricidade e_1 e quando se estuda a estrutura através do RSA. Tal pode ser explicado pelo facto de neste método se observarem as rotações de piso máximas, sendo as forças sísmicas absorvidas pelo pórtico 1 bastante reduzidas, o que resulta naturalmente em deslocamentos de piso e momentos na base do pilar 1 pequenos;
- Nos pilares 3 e 4 do Edifício 2 a análise da estrutura através do modelo tridimensional pelo método de Rayleigh conduz aos momentos flettores mínimos, tanto para o RSA como para o EC8;
- À semelhança do observado nos outros parâmetros da resposta, a aplicação do EC8 ao estudo das estruturas deu origem a resultados mais próximos entre si, comparativamente à situação em que são estudadas através do RSA.

7

Considerações finais e desenvolvimentos futuros

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No dimensionamento sísmico de edifícios, o efeito da sua torção global assume um papel com importância crescente com a diminuição da relação entre a sua rigidez à torção e translação, e ainda com o aumento da excentricidade entre o seu centro de rigidez e o centro de massa. Por este motivo, na regulamentação em vigor em Portugal existe alguma preocupação no controlo dos casos em que é possível analisar uma estrutura com recurso a análises estáticas planas em vez de análises dinâmicas tridimensionais. A utilização de modelos e métodos de análise simplificada, de acordo com o RSA e EC8, está condicionada, para o primeiro regulamento, pela distinção entre edifícios correntes e não correntes, e para o último pela regularidade em planta e altura apresentada pelo edifício. Atentando nas disposições sugeridas em ambos os regulamentos, é possível confirmar que:

- O domínio de aplicabilidade de modelos e métodos de análise simplificados é menor no EC8 comparativamente ao RSA, na medida em que a aplicação rigorosa das regras prescritas no primeiro regulamento para a classificação da regularidade estrutural em planta e altura do edifício é muito trabalhosa dificultando a sua aplicação prática, como se viu em 6.3.3.1;
- A gama de edifícios suscetíveis de serem classificados como correntes segundo o RSA é mais alargada comparativamente ao EC8;
- Como principal consequência do disposto nos pontos anteriores temos que na maioria das situações reais o projetista, por via regulamentar, encontra-se obrigado a utilizar análises mais complexas, nomeadamente dinâmicas tridimensionais.

Posto isto, a opção sobre o tipo de análise e modelos estruturais a adotar é da responsabilidade do projetista, que deve garantir uma estimativa razoável dos efeitos de torção global do edifício, a qual não deverá conduzir a erros por excesso ou defeito demasiado elevados.

No capítulo anterior foram analisados dois edifícios distintos, tendo-se procurado analisar a influência de parâmetros como a configuração estrutural e tipo de modelos e métodos de análise sísmica com complexidades diferentes na resposta da estrutura à ação sísmica regulamentar. As conclusões principais deste estudo foram:

- Para a localização das duas estruturas analisadas no capítulo anterior a ação sísmica mais gravosa é a obtida através do EC8, pelo que é para este regulamento que são obtidas as maiores forças sísmicas, e consequentemente os maiores valores de esforços nos pilares;
- Observou-se uma maior convergência dos resultados obtidos quando as estruturas foram analisadas através do EC8 em detrimento do RSA;

- O recurso aos métodos simplificados deram origem a valores de forças sísmicas superiores comparativamente a métodos de análise com complexidade superior, o que teve como consequência resultados conservadores no que diz respeito a forças e esforços nos elementos estruturais;
- Comparando os dois casos de estudo, foi possível observar que a variação percentual entre os vários modelos e métodos de análise foi inferior na estrutura porticada perfeitamente regular, comparativamente à estrutura irregular em planta;
- Dentro das análises estáticas, a utilização de modelos estruturais planos resultou em rotações de piso substancialmente superiores às observadas quando foram utilizados modelos tridimensionais.

7.2. POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como possibilidades de desenvolvimentos futuros na sequência do presente trabalho sugere-se:

- Extensão do presente estudo a edifícios com um maior número de pisos;
- Extensão do presente estudo comparativo a edifícios irregulares em altura;
- Alargamento do âmbito do presente estudo a mais tipos de análises, nomeadamente análises dinâmicas lineares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMR ELNASHAI, Luigi Di Sarno (2008) - Fundamentals of earthquake engineering.
- ANÍBAL COSTA, Humberto Varum, Hugo Rodrigues (2013) - Introdução ao cálculo sísmico de edifícios de betão armado de acordo com o Eurocódigo 8.
- ARÊDE, António (2013) - Sebenta Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica.
- BETBEDER-MATIBET, Jacques (2008) - Seismic Engineering. ISBN 978-1-84821-026-4.
- BHATT, Carlos (2007) - Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8– Análises Lineares e Não Lineares. Lisboa: Instituto Superior Técnico [Em linha].
- BRITO, J; GOMES, A (1996) - Análise Comparativa da Aplicação do REBAP e do Eurocódigo 8 a Estruturas Reticuladas de Betão Armado. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº41 [Em linha]. 29-48.
- CHARLESON, Andrew (2012) - Seismic design for architects. Routledge. ISBN 1136366938.
- DATTA, Tushar Kanti (2010) - Seismic analysis of structures. John Wiley & Sons. ISBN 047082462X.
- DE BRITO, Jorge; LOPES, Mário - Domínio de Aplicação a Edifícios Correntes de Análises Estáticas Planas em Função da sua Regularidade. [Em linha].
- DE SEGURANÇA, Regulamento (1983) - Acções para Estruturas de edifícios e Pontes. Decreto-lei nº235/83, de [Em linha]. 31:
- EN, NP (1998) - 1 (2010): Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte.
- JACINTO, Luciano (2014) - Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- LOPES, Hugo (2007) - Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP, Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado. Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- MÁRIO LOPES, Raimundo Delgado, João Fonseca, Carlos Oliveira, João de Azevedo, Rita Bento, Jorge Proença, Luís Guerreiro, João Appleton, Maria Oliveira, Mário Fragoso, Aníbal Costa, Eduardo Carvalho, António Leite, Mário Fragoso, Vidália Miranda, Ana Casanova (2008) - Sismos e edifícios. ISBN 978-972-8620-11-0.
- P. BISCHO, E. Carvalho, H. Degee, P. Fajfar, M. Fardis, P. Franchin, M. Kreslin, A. Pecker, P. Pinto, A. Plumier, H. Somja, G. Tsionis (2011) - Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples. Lisboa: B. Acun, A. Athanasopoulou, A. Pinto E. Carvalho, M. Fardis.
- ROMÃO, Xavier Das Neves (2002) - Novos modelos de dimensionamento sísmico de estruturas. Universidade do Porto.
- SAMPAIO, Joaquim (1995) - Patologia dos Materiais: Conservação e Reabilitação de Edifícios. FEUP.
- SEN, Tapan K (2009) - Fundamentals of seismic loading on structures. John Wiley & Sons. ISBN 0470742356.